



Giuseppe Lucibello

CAPACITÀ SISMICA DI EDIFICI MONUMENTALI IN
MURATURA

*Tesi di Dottorato
XXV ciclo*

*Il Coordinatore
Prof. Ing. Luciano ROSATI*

*Il Tutor
Prof. Ing. Antonello DE LUCA*

*Il Co-tutor
Prof.ssa Ing. Elena MELE
Dr. Ing. Giuseppe BRANDONISIO*

INDICE GENERALE

INDICE GENERALE.....	i
indice delle figure.....	v
indice delle tabelle	xiii
SOMMARIO	xv
ABSTRACT	xvii
RINGRAZIAMENTI.....	xix
About the author.....	xxi
1 INTRODUZIONE.....	1
1.1 La vulnerabilità sismica degli edifici in muratura	1
1.2 Capacità sismica di edifici monumentali in muratura: Il quadro normativo.....	8
1.2.1 Livello di valutazione sismica LV1	9
1.2.2 Livelli di valutazione sismica LV2 e LV3.....	11
1.2.3 Metodi di analisi.....	15
2 EDIFICI A Pianta Basilicale	21
2.1 Premessa	21
2.2 La procedura a due passi	21
2.3 I casi di studio	22
2.3.1 Chiesa di S. Giusta (SG)	26
2.3.2 Basilica di S. Maria di Collemaggio (SMC)	32
2.3.3 Chiesa di S. Pietro di Coppito (SPC)	40
2.3.4 Chiesa di S. Silvestro(SS)	44
2.4 Determinazione delle azioni sismiche attraverso l'analisi modale con spettro di risposta.....	50
2.4.1 Spettro di risposta.....	50
2.4.2 Analisi modale.....	51
2.4.3 Determinazione del tagliante sismico alla base	60
2.4.4 Effetti dell'assenza di modi predominanti	62
2.4.5 Una possibile procedura per le verifiche locali di sicurezza 67	
3 MODELLAZIONE DI PARETI IN MURATURA SOLLECITATE NEL PIANO.....	73
3.1 Premessa	73

3.2	Approcci "semplificati" per la modellazione del comportamento nel piano di pareti in muratura	73
3.3	Maschi murari soggetti ad azioni sismiche: modelli teorici e sperimentazione	80
3.4	Resistenza dei maschi murari	84
3.5	Deformabilità dei maschi murari.....	92
3.6	Fasce murarie soggette ad azioni sismiche: modelli teorici ed evidenze sperimentali	93
3.7	Modellazione con ABAQUS 6.10: Il modello "concrete"	97
3.7.1	Calibrazione del modello.....	103
3.8	Modellazione mediante il software 3DMacro	105
3.8.1	Il macroelemento: Comportamento nel piano.....	105
3.8.2	Il macroelemento: Comportamento tridimensionale.....	113
3.9	Modellazione mediante il software 3Muri.....	114
3.9.1	Il macroelemento: caratteristiche principali.....	114
3.9.2	Modellazione dell'edificio	117
3.10	L'applicazione dell'Analisi Limite allo studio del comportamento nel piano di pareti in muratura	118
3.10.1	Il portale semplice	119
3.10.2	Pareti multipiano e multicampata	123
3.10.3	L'effetto delle catene.....	127
4	ANALISI DI UN CAMPIONE SIGNIFICATIVO DI EDIFICI	133
4.1	Edifici napoletani.....	133
4.1.1	Palazzo Scarpa	133
4.1.2	Ex Procura (già ex-carcere borbonico)	134
4.2	Edifici aquilani.....	136
4.2.1	Palazzo Centi.....	136
4.2.2	Scuola elementare De Amicis	144
4.3	La rappresentatività del campione di edifici oggetto di studio	146
4.4	Applicazione dell'Analisi Limite	150
4.4.1	Facciata Palazzo Scarpa.....	150
4.4.2	Facciata Ex-Procura	151
4.4.3	Facciata Palazzo Centi	152
4.4.4	Facciata Scuola De Amicis	153
4.5	Analisi con Abaqus 6.10	155
4.6	Analisi con 3D Macro.....	165
4.7	Analisi con 3Muri	170

4.8	Confronto tra i risultati ottenuti dalle differenti modellazioni e considerazioni.....	175
4.9	L'effetto delle catene sulla capacità di pareti sollecitate nel piano	178
4.9.1	Applicazione dell'Analisi Limite: Analisi parametrica	178
4.9.2	Analisi con 3D Macro.....	182
5	CONCLUSIONI.....	187
5.1	Impiego dell'analisi modale con spettro di risposta per il calcolo delle azioni sismiche su edifici a pianta basilicale.....	187
5.2	Modellazione di edifici in muratura attraverso differenti strumenti di calcolo	189
	BIBLIOGRAFIA	193
	APPENDICE A:.....	211
5.3	Santa Giusta.....	212
5.4	Santa Maria di Collemaggio.....	214
5.5	San Pietro di Coppito.....	216
5.6	San Silvestro	218
	APPENDICE B:	221
5.7	Santa Giusta.....	222
5.8	Santa Maria di Collemaggio.....	228
5.9	San Pietro di Coppito.....	234
5.10	San Silvestro	240

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 Mappa di pericolosità sismica del territorio italiano	1
Figura 1.2 Danni alle chiese dell'Aquila dopo il terremoto del 6 Aprile 2009	3
Figura 1.3 Danni agli edifici del centro storico dell'Aquila in seguito al sisma del 2009	4
Figura 1.4 Il palazzo comunale di S. Agostino (FE) in seguito al sisma del 2012	6
Figura 1.5 La chiesa di Mirabello (FE) in seguito al sisma del 2012	6
Figura 1.6 Danni rilevati agli edifici vincolati del centro storico dell'Aquila; Aggiornamento al 20 Luglio 2009	7
Figura 2.1 Pianta della città dell'Aquila disegnata da Fonticulano, 1575	23
Figura 2.2 Pianta della città dell'Aquila disegnata da Vandi, 1753	24
Figura 2.3 Schema tipologico delle chiese aquilane	25
Figura 2.4 Pianta del centro storico dell'Aquila con l'ubicazione delle quattro chiese studiate	26
Figura 2.5 Chiesa di S. Giusta: Pianta	27
Figura 2.6 Chiesa di S. Giusta: Sezione longitudinale	27
Figura 2.7 Chiesa di S. Giusta: Facciata e sezione trasversale in corrispondenza dell'arco trionfale	27
Figura 2.8 Chiesa di Santa Giusta: Facciata	28
Figura 2.9 Chiesa di S. Giusta: Pianta linearizzata con individuazione dei macroelementi	29
Figura 2.10 Chiesa di S. Giusta: Crollo della parete del transetto e della cella campanaria	30
Figura 2.11 Chiesa di S. Giusta: Danni ai pilastri dell'arco trionfale	30
Figura 2.12 Chiesa di S. Giusta: Danni alle volte delle cappelle laterali della navata	31
Figura 2.13 Basilica di Collemaggio: la facciata ed il dettaglio del rosone	32
Figura 2.14 Basilica di Collemaggio: Interventi di consolidamento della facciata dopo il terremoto del 1915	33
Figura 2.15 Basilica di Collemaggio: La navata principale e dettaglio con i controventi in acciaio della copertura (prima del sisma)	34
Figura 2.16 Basilica di Collemaggio: Pianta	35

Figura 2.17 Basilica di Collemaggio: Sezione longitudinale.....	35
Figura 2.18 Basilica di Collemaggio: Prospetto facciata e sezione trasversale in corrispondenza dell'arco trionfale.....	36
Figura 2.19 Basilica di Collemaggio: Pianta linearizzata con individuazione dei macroelementi	36
Figura 2.20 Basilica di Collemaggio: a)Danni alla vela campanaria, b)Danni all'abside centrale	37
Figura 2.21 Basilica di Collemaggio: Crollo del transetto.....	38
Figura 2.22 Basilica di Collemaggio: Danni ai pilastri della navata centrale	38
Figura 2.23 Basilica di Collemaggio: Dettaglio dei cordoli in c.a. inseriti durante la seconda metà del '900 nelle pareti della navata centrale.....	39
Figura 2.24 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Pianta	40
Figura 2.25 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Sezione longitudinale.....	41
Figura 2.26 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Prospetto facciata e sezione trasversale in corrispondenza dell'arco trionfale.....	41
Figura 2.27 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Pianta linearizzata con individuazione dei macroelementi	42
Figura 2.28 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Crollo della cella campanaria	43
Figura 2.29 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Crollo della copertura del transetto (causato dalle macerie della cella campanaria)	43
Figura 2.30 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Ribaltamento parziale della facciata	44
Figura 2.31 Chiesa di S. Silvestro: facciata e torre campanaria (pre-sisma)	45
Figura 2.32 Chiesa di S. Silvestro: Pianta	46
Figura 2.33 Chiesa di S. Silvestro: Sezione longitudinale.....	46
Figura 2.34 Chiesa di S. Silvestro: Prospetto facciata e sezione trasversale sulla navata	46
Figura 2.35 Chiesa di S. Silvestro: pianta linearizzata con individuazione dei macroelementi	47
Figura 2.36 Chiesa di S. Silvestro: Danni alla zona absidale	48
Figura 2.37 Chiesa di S. Silvestro: Danni alla facciata.....	48
Figura 2.38 Chiesa di S. Silvestro: Danni alla torre campanaria	49
Figura 2.39 Confronto tra lo spettro del Mainshock (06 Aprile 2009, sta. AQK) comp. EW e gli spettri elastico e di progetto delle NTC'08 per il centro storico dell'Aquila.....	51

Figura 2.40 Modelli di calcolo realizzati in SAP2000: a) SG, b) SS, c) SMC, d) SPC	53
Figura 2.41 Chiesa di S. Giusta: distribuzione delle masse partecipanti a) Modi in direzione Longitudinale e b) direzione Trasversale.....	54
Figura 2.42 Basilica di S. Maria di Collemaggio: distribuzione delle masse partecipanti a) Modi in direzione Longitudinale e b) direzione Trasversale.....	55
Figura 2.43 Chiesa di S. Pietro di Coppito: distribuzione delle masse partecipanti a) Modi in direzione Longitudinale e b) direzione Trasversale.....	56
Figura 2.44 Chiesa di S. Silvestro: distribuzione delle masse partecipanti a) Modi in direzione Longitudinale e b) direzione Trasversale.....	57
Figura 2.45 Chiese napoletane: S. Agostino alla Zecca (SAZ), S. Bernardo e S. Margherita (SBM), S. Giovanni Maggiore (SGM), S. Giovanni a Mare (SGMR), S. Ippolito Martire (SI), S. Maria in Donnaromita (SMD), S. Maria in Monteverginella (SMM), S. Maria Vertecoeli (SMV), S. Gennaro all'Olmo e S. Biagio Maggiore (SGO) e S. Paolo Maggiore (SPM).....	58
Figura 2.46 Chiesa di S. Agostino alla Zecca: distribuzione delle masse partecipanti a) Modi in direzione Longitudinale e b) direzione Trasversale.....	59
Figura 2.47 Chiesa di S. Giovanni Maggiore: distribuzione delle masse partecipanti a) Modi in direzione Longitudinale e b) direzione Trasversale.....	60
Figura 2.48 Tagliante sismico: Confronto tra spettro NTC'08 e registrazione AQK (06/04) direzione a) Longitudinale b) Trasversale...	61
Figura 2.49 Chiesa di S. Giusta: Confronto tra la distribuzione delle masse partecipanti e dell' accelerazione spettrale.....	63
Figura 2.50 Basilica di S. Maria di Collemaggio: Confronto tra la distribuzione delle masse partecipanti e dell' accelerazione spettrale	64
Figura 2.51 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Confronto tra la distribuzione delle masse partecipanti e dell' accelerazione spettrale	65
Figura 2.52 Chiesa di S. Silvestro: Confronto tra la distribuzione delle masse partecipanti e dell' accelerazione spettrale.....	66
Figura 2.53 Applicazione della procedura proposta al macroelemento "facciata" della chiesa di S. Pietro di Coppito	68
Figura 2.54 Danni alla facciata della chiesa di S. Pietro di Coppito in seguito al sisma del 2009	69

Figura 2.55 Applicazione della procedura proposta al macroelemento "facciata" della chiesa di S. Sivestro.....	70
Figura 3.1 a) Modello a geometria variabile (D'Asdia, 1994), b) Modello con campo di sforzi (Braga, 1990).....	75
Figura 3.2 Modello a "punti equivalenti" (Calderoni & Pagano, 1987).....	77
Figura 3.3 Il macroelemento "sandwich" sviluppato da Lagomarsino, Gambarotta, Brencich et al.	79
Figura 3.4 Configurazioni di prova per simulare le condizioni di vincolo dei pannelli in esercizio.....	81
Figura 3.5 a) Variazione del moltiplicatore di collasso a ribaltamento e a taglio al variare della snellezza del pannello, b-b1) Collasso per taglio, c-c1) Collasso per pressoflessione/ribaltamento (in c1) giunti a secco).....	82
Figura 3.6 Diagrammi F- δ derivanti da prove sperimentali su pannelli murari: a) Rocking, b) Collasso a taglio.....	83
Figura 3.7 Schema semplificato per il calcolo della resistenza a pressoflessione.....	86
Figura 3.8 Applicazione dell'Analisi Limite: meccanismi di ribaltamento.....	86
Figura 3.9 Descrizione mediante circonferenze di Mohr della crisi per taglio secondo Turnsek-Cacovic.....	88
Figura 3.10 Determinazione della lunghezza della zona reagente per pannelli parzializzati.....	91
Figura 3.11 Comportamento della fascia di piano in condizioni sismiche.....	95
Figura 3.12 a) Diagramma σ - ϵ monoassiale per il materiale "concrete", b) Legame costitutivo della muratura considerato nelle analisi.....	99
Figura 3.13 Dominio di rottura di riferimento in stato piano di tensione.....	100
Figura 3.14 possibili andamenti del diagramma σ - ϵ (σ di trazione).....	101
Figura 3.15 Il macroelemento implementato in 3D Macro.....	106
Figura 3.16 Modellazione del comportamento a taglio mediante molle diagonali.....	106
Figura 3.17 Molle di interfaccia: comportamento a pressoflessione ed a scorrimento.....	107
Figura 3.18 Individuazione degli elementi di interfaccia.....	108
Figura 3.19 Modellazione di una parete mediante una mesh di macroelementi.....	108
Figura 3.20 Modellazione mediante due differenti mesh: (a) discretizzazione della parete; (b) meccanismi di collasso ottenuti.....	109

Figura 3.21 Meccanismi di rottura nel piano di un pannello murario: (a) rottura per schiacciamento/ribaltamento; (b) rottura a taglio per fessurazione diagonale; (c) rottura a taglio per scorrimento	110
Figura 3.22 Simulazione dei meccanismi di collasso nel piano di un pannello murario: (a) rottura per schiacciamento/ribaltamento; (b) rottura a taglio per fessurazione diagonale; (c) rottura a taglio per scorrimento	110
Figura 3.23 (a) quadro fessurativo a flessione; (b) comportamento del modello discreto	111
Figura 3.24 (a) quadro fessurativo per fessurazione diagonale; (b) comportamento del modello discreto	111
Figura 3.25 (a) quadro fessurativo a scorrimento; (b) comportamento del modello discreto	112
Figura 3.26 Gradi di libertà del macroelemento e forze duali	113
Figura 3.27 Modellazione a "telaio equivalente" della parete in muratura	115
Figura 3.28 Degrado della rigidità del macroelemento in campo plastico	116
Figura 3.29 L'elemento finito monodimensionale di tipo "sandwich" ..	117
Figura 3.30 Matrice di rigidità del macroelemento.....	118
Figura 3.31 a) Geometria e b) condizioni di carico del portale semplice	119
Figura 3.32 Potenziale localizzazione delle lesioni	120
Figura 3.33 Meccanismi di collasso considerati	121
Figura 3.34 Tracciamento della catena cinematica per il Meccanismo I	121
Figura 3.35 Geometria della parete e disposizione dei carichi.....	123
Figura 3.36 Modalità di collasso alternative al meccanismo "a telaio" ..	124
Figura 3.37 Meccanismo a telaio: Cinematismo rigoroso impossibile...	125
Figura 3.38 Meccanismo a telaio: Cinematismo "semplificato" congruente.....	126
Figura 3.39 Possibili disposizioni delle catene	127
Figura 3.40 Cinematismo rigoroso: il possibile ruolo delle catene.....	128
Figura 3.41 Meccanismo a telaio con catene	128
Figura 3.42 Meccanismo di collasso della parete: schema statico	129
Figura 4.1 Palazzo Scarpa, Napoli	133
Figura 4.2 Palazzo Scarpa: Pianta.....	134
Figura 4.3 Ex Procura, Napoli.....	135
Figura 4.4 Ex Procura: Pianta.....	135
Figura 4.5 Palazzo Centi, L'Aquila: Facciata principale	137

Figura 4.6 Palazzo Centi, L'Aquila: Pianta piano terra	138
Figura 4.7 Palazzo Centi, L'Aquila: Pianta piano terra con disposizione catene	139
Figura 4.8 Palazzo Centi, L'Aquila: Consolidamento delle capriate di copertura.....	140
Figura 4.9 Palazzo Centi, L'Aquila: Quadro fessurativo al primo piano	141
Figura 4.10 Palazzo Centi, L'Aquila: Danni alle volte dei corridoi al 1° piano.....	141
Figura 4.11 Palazzo Centi, L'Aquila: a) Crollo di volte incannucciate, b) Flessione della facciata Sud.....	142
Figura 4.12 Palazzo Centi, L'Aquila: Lesioni a taglio all'ultimo piano...	143
Figura 4.13 Scuola Elementare De Amicis, L'Aquila: Facciata principale	144
Figura 4.14 Scuola Elementare De Amicis, L'Aquila: Pianta piano terra	145
Figura 4.15 Scuola Elementare De Amicis, L'Aquila: Opere provvisorie realizzate in seguito al sisma del 2009	146
Figura 4.16 Geometria delle facciate principali dei quattro edifici: a) Palazzo Scarpa, b) Ex-Procure, c) Palazzo Centi, d) Scuola Elementare De Amicis.....	147
Figura 4.17 Esempi di calcolo dei coefficienti R ed S_m , (Sparacio, 2009)	148
Figura 4.18 Alcuni palazzi storici aquilani: a) Palazzo Persichetti, b) Palazzo Pica Alfieri, c) Palazzo Ardinghelli, d) Palazzo Carli Benedetti	148
Figura 4.19 Alcuni palazzi storici napoletani: a) Palazzo San Giacomo, b) Palazzo Reale, c) Palazzo Corigliano, d) Palazzo Petrucci	149
Figura 4.20 Andamento del moltiplicatore di collasso in funzione a) della snellezza dei setti e b) dei pannelli di maschio	154
Figura 4.21 Palazzo Scarpa: Modellazione in Abaqus 6.10; dimensione media mesh 0.25m.....	156
Figura 4.22 Palazzo Scarpa: Vincoli e carichi.....	156
Figura 4.23 Palazzo Scarpa: Distribuzione delle deformazioni plastiche	157
Figura 4.24 Palazzo Scarpa: Curva di capacità (Abaqus 6.1).....	157
Figura 4.25 Edificio Ex Procura Napoli: Modellazione in Abaqus 6.10; dimensione media mesh 0.25m	158
Figura 4.26 Edificio Ex Procura Napoli: Vincoli e carichi.....	158

Figura 4.27 Edificio Ex Procura Napoli: Distribuzione delle deformazioni plastiche.....	159
Figura 4.28 Edificio Ex Procura Napoli: Curva di capacità (Abaqus 6.1)	159
Figura 4.29 Palazzo Centi: Modellazione in Abaqus 6.10; dimensione media mesh 0.25m.....	160
Figura 4.30 Palazzo Centi: Vincoli e carichi	160
Figura 4.31 Palazzo Centi: Distribuzione delle deformazioni plastiche	161
Figura 4.32 Palazzo Centi: Curva di capacità (Abaqus 6.1)	161
Figura 4.33 Scuola De Amicis: Modellazione in Abaqus 6.10; dimensione media mesh 0.25m.....	162
Figura 4.34 Scuola De Amicis: Vincoli e carichi.....	162
Figura 4.35 Scuola De Amicis: Distribuzione delle deformazioni plastiche	163
Figura 4.36 Scuola De Amicis: Curva di capacità (Abaqus 6.1).....	163
Figura 4.37 Palazzo Scarpa: Modellazione in 3D Macro	166
Figura 4.38 Palazzo Scarpa: Stato di danneggiamento al collasso	166
Figura 4.39 Palazzo Scarpa: Curva di capacità (3D Macro)	166
Figura 4.40 Ex Procura: Modellazione in 3D Macro	167
Figura 4.41 Ex Procura: Stato di danneggiamento al collasso	167
Figura 4.42 Ex Procura: Curva di capacità (3D Macro)	167
Figura 4.43 Palazzo Centi: Modellazione in 3D Macro	168
Figura 4.44 Palazzo Centi: Stato di danneggiamento al collasso	168
Figura 4.45 Palazzo Centi: Curva di capacità (3D Macro)	168
Figura 4.46 Scuola De Amicis: Modellazione in 3D Macro	169
Figura 4.47 Scuola De Amicis: Stato di danneggiamento al collasso	169
Figura 4.48 Scuola De Amicis: Curva di capacità (3D Macro)	169
Figura 4.49 Palazzo Scarpa: Geometria della facciata	171
Figura 4.50 Palazzo Scarpa: Stato di danneggiamento al collasso	171
Figura 4.51 Palazzo Scarpa: Curva di capacità (3Muri).....	171
Figura 4.52 Ex Procura: Geometria della facciata	172
Figura 4.53 Ex Procura: Stato di danneggiamento al collasso	172
Figura 4.54 Ex Procura: Curva di capacità (3Muri)	172
Figura 4.55 Palazzo Centi: Geometria della facciata	173
Figura 4.56 Palazzo Centi: Stato di danneggiamento al collasso	173
Figura 4.57 Palazzo Centi: Curva di capacità (3Muri)	173
Figura 4.58 Scuola De Amicis: Geometria della facciata.....	174
Figura 4.59 Scuola De Amicis: Stato di danneggiamento al collasso	174
Figura 4.60 Scuola De Amicis: Curva di capacità (3Muri).....	174

Figura 4.61 Palazzo Scarpa: Confronto risultati	176
Figura 4.62 Ex Procura: Confronto risultati.....	177
Figura 4.63 Palazzo Centi: Confronto risultati.....	177
Figura 4.64 Scuola De Amicis: Confronto risultati	178
Figura 4.65 Palazzo Scarpa: Variazione del moltiplicatore di collasso in funzione dell'area e della posizione delle catene	180
Figura 4.66 Ex Procura: Variazione del moltiplicatore di collasso in funzione dell'area e della posizione delle catene.....	181
Figura 4.67 Palazzo Centi: Variazione del moltiplicatore di collasso in funzione dell'area e della posizione delle catene	181
Figura 4.68 Scuola De Amicis: Variazione del moltiplicatore di collasso in funzione dell'area e della posizione delle catene.....	182
Figura 4.69 Modellazione delle pareti con catene in 3D Macro: a) Palazzo Scarpa, b) Palazzo Centi	183
Figura 4.70 Palazzo Scarpa: Confronto tra le curve di capacità ottenute dalle analisi parametriche.....	184
Figura 4.71 Palazzo Centi: Confronto tra le curve di capacità ottenute dalle analisi parametriche.....	184
Figura 4.72 Palazzo Scarpa: Stato di danneggiamento in condizioni di collasso; Analisi con catene verticali+orizzontali $\Phi 45$	185
Figura 4.73 Palazzo Centi: Stato di danneggiamento in condizioni di collasso; Analisi con catene verticali+orizzontali $\Phi 45$	185

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 3.1 Espressioni per il calcolo del parametro a_j ($j=I,..,IV$) per i meccanismi considerati.....	122
Tabella 3.2 Espressioni per il calcolo del parametro e_j ($j=I,..,IV$) per i meccanismi considerati.....	122

SOMMARIO

Il tema trattato nella tesi è il comportamento sismico di edifici monumentali; la tesi è divisa in due parti principali di cui la prima riguardante gli edifici monumentali ecclesiastici a pianta basilicale, la seconda tratta invece l'analisi sismica di edifici multipiano.

Con riferimento agli edifici a pianta basilicale sono state analizzate le criticità insite nell'impiego dell'analisi modale con spettri di risposta per la valutazione delle azioni sismiche su modelli FEM globali degli edifici; da tali approfondimenti è emersa, confermando pienamente quanto prescritto dalle LL.GG. 2010 per la salvaguardia degli edifici monumentali, la necessità di un'analisi di dettaglio dei singoli macroelementi per valutare la sicurezza rispetto a fenomeni di collasso locale.

E' stata riscontrata, sempre nell'ambito degli edifici a pianta basilicale, una variabilità della capacità sismica strettamente connessa alla geometria, e quindi alla classe dei macroelementi; attraverso tali osservazioni traspare la possibilità di giungere a sviluppare in futuro procedure speditive di analisi della vulnerabilità.

Nella seconda parte della tesi, dedicata invece agli edifici multipiano, è stato analizzato un campione costituito da 2 edifici napoletani e 2 edifici aquilani che rappresentano, in termini di rapporti geometrici, una vasta popolazione di edifici presenti nell'Italia Centro-Meridionale.

Per tali strutture è stata valutata la capacità per carichi orizzontali applicando diversi strumenti di calcolo più o meno avanzati (Softwares: Abaqus, 3DMacro, 3Muri; Analisi Limite) riscontrando un sostanziale accordo tra i risultati ottenuti e pervenendo ad interessanti indicazioni sulla scelta degli interventi di consolidamento.

E' stato infine valutato il contributo che le catene, tradizionalmente adottate come accorgimento per evitare meccanismi di ribaltamento (del I tipo), sono in grado di offrire nell'incrementare la capacità di pareti sollecitate nel piano (meccanismi di II tipo).

ABSTRACT

The seismic vulnerability of monuments is an argument of paramount importance in seismically prone regions.

The mayor part of the European monumental building inventory is made of unreinforced masonry built in absence of earthquake design requirements; these buildings, as well as being themselves monuments to preserve, contain numerous works of art, ancient books, etc.

The first part of the thesis deal with the seismic behavior of basilica type buildings whose dynamic behavior is examined and possible method of analysis are reviewed and proposed; in addition, the limits of the modal analysis with response spectrum as a tool for the evaluation of seismic actions on building are discussed.

From the observation of the dynamic "special" behavior of basilica type building, the effectiveness of the possibility to analyze the building as an assembly of structural independent parts (called macro-elements), as proposed by Italian Guidelines for the assessment and mitigation of the seismic risk of monumental buildings, is confirmed.

In the second part different methods for the evaluation of the seismic capacity of masonry multi storey buildings are reviewed and compared. Structural analysis employing different tools (Abaqus CAE, 3D Macro, 3Muri, Limit Analysis) considering a sample of four buildings characterized by different geometrical parameters (overall height, storey number, slenderness of spandrels and piers, etc.)

In the second part, different methods for the evaluation of the seismic capacity of masonry multi storey buildings are reviewed and compared. The results of Structural analyses carried out employing different computing tools (Abaqus CAE, 3D Macro, 3Muri, Limit Analysis) considering a sample of four buildings characterized by different geometrical parameters (overall height, storey number, slenderness of spandrels and piers, etc.) are exposed and commented.

In addition, the contribution of steel ties, that are a device (probably the best) usually adopted to prevent overturning collapse (I type mechanism), to the in-plane (II type mechanism) seismic capacity of walls is investigated.

RINGRAZIAMENTI

Un dovuto ringraziamento va innanzitutto al prof. Antonello De Luca che ha sempre creduto nelle mie potenzialità e che mi ha insegnato a non accontentarmi mai e a spingermi sempre alla ricerca di nuove conoscenze e nuove fonti bibliografiche.

Un ringraziamento va anche alla prof. Elena Mele, che non ha fatto mai mancare il suo prezioso supporto ed un sorriso, ed al Dott. Giuseppe Brandonisio, sempre disponibile nel dare consigli e chiarimenti.

Ringrazio per le risposte ai dubbi, per le chiacchierate e per tutti i momenti allegri e meno allegri vissuti insieme tutti i miei colleghi/amici di dipartimento: Gianluca Sarracco, Roberta Fonti, Tayyab Naqash, Federico Gamardella, Vincenzo Macillo, Tony De Lucia, Carmine Castaldo, Giuseppe Brando.

Spero non me ne vogliano gli altri, ma un ringraziamento particolare va ai miei indimenticabili colleghi ed amici Maurizio Toreno e GianMaria Montuori che hanno saputo dare leggerezza a questi tre anni fatti di soddisfazioni ma anche di grande fatica e notti insonni.

Infine un ringraziamento speciale va ai miei genitori, a mia sorella Irene, ad Antonia ed ai miei amici di sempre che mi hanno sostenuto incondizionatamente dimostrando di non smettere mai di avere fiducia in me e nelle mie capacità.

About the author

Giuseppe Lucibello, nato a Salerno nel 1985 si è iscritto per l'a.a. 2003/04 al Corso di Laurea Triennale in Ingegneria Edile presso l'Università Federico II di Napoli, titolo conseguito in data 13 Dicembre 2006 discutendo la tesi intitolata "Edifici in muratura di interesse culturale diffuso soggetti ad azione sismica" con la valutazione di 110/110 e lode ricevendo inoltre il riconoscimento di miglior laureato in Ingegneria Edile fra gli iscritti nel 2003.

Dal 2006 al 2009 ha frequentato il corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Edile con Curriculum Strutture, titolo conseguito in data 25 Settembre 2009, con la valutazione di 110/110 e lode discutendo la tesi intitolata "Comportamento sismico di alcune chiese dell'Aquila".

Nel periodo Aprile-Giugno 2009 ha partecipato alle attività di rilievo post-sisma dei danni agli edifici vincolati del centro storico dell'Aquila.

Nel Febbraio 2010 è risultato vincitore titolare di borsa di studio al concorso per l'ammissione al corso di Dottorato in Ingegneria delle Costruzioni con indirizzo Analisi Strutturale.

Nei tre anni di Dottorato, oltre a continuare la ricerca sul comportamento sismico di edifici monumentali sui quali sono state prodotte diverse pubblicazioni, si è occupato anche di altri argomenti tra i quali le strutture da ponte e le tecnologie di isolamento sismico.

1 INTRODUZIONE

1.1 LA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA

La salvaguardia dei monumenti ubicati in aree ad elevata pericolosità sismica è un obiettivo di fondamentale importanza per la conservazione del patrimonio culturale mondiale.

I recenti eventi sismici che hanno colpito il territorio Italiano, in particolare il sisma che ha devastato L'Aquila nel 2009 e quello che ha interessato il Nord-Est dell'Emilia Romagna nel 2012, hanno posto nuovamente in evidenza, grazie anche ad una diffusione mediatica senza precedenti, la vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio e, come diretta conseguenza, del patrimonio culturale italiano.

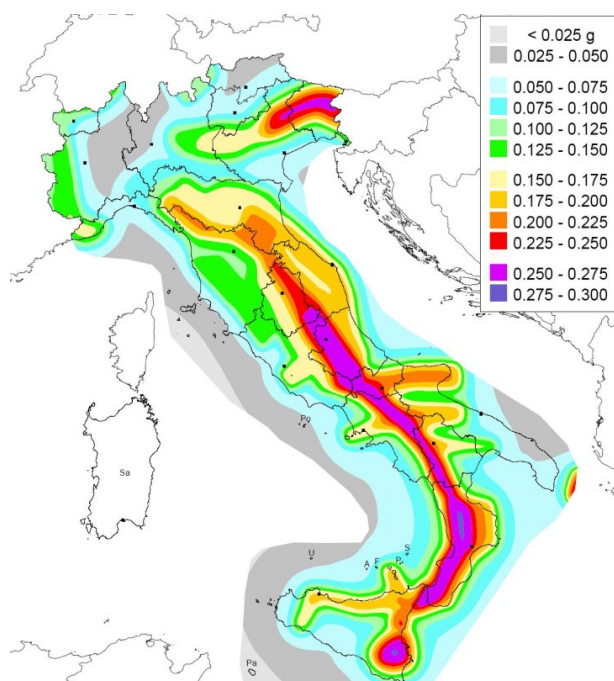


Figura 1.1 Mappa di pericolosità sismica del territorio italiano

In aggiunta all'elevata sismicità del territorio Italiano (fig.1.1), la quasi totalità del nostro patrimonio culturale, sia per quanto riguarda i beni immobili, che per quel che riguarda i beni mobili (opere d'arte, libri, ecc.), è infatti costituita da (o contenuta in) edifici in muratura costruiti in assenza di normative sismiche ma facendo affidamento sulle regole dell'arte derivanti da secoli di esperienza ed impiegando, tranne in casi eccezionali, i materiali disponibili sul luogo (non sempre di buona qualità); il degrado di tali materiali, abbinato a non sempre felici interventi di consolidamento, è spesso causa della vulnerabilità sismica (o comunque ne rappresenta un'aggravante) di molti edifici storici.

A conferma di quanto appena detto è sufficiente osservare nelle fig. 1.2 e 1.3 i danni alle chiese (S. Maria del Suffragio, S. Maria di Paganica e S. Maria di Collemaggio), ed agli edifici (Palazzo Ciavola Cortelli Porcinari, Camera di Commercio, Palazzo Rivera (UnivAQ)) in seguito al sisma che ha colpito la città dell'Aquila ed i territori circostanti nel 2009 e nelle fig. 1.4 e 1.5 i danni provocati dal sisma che ha colpito le province di Modena e Ferrara nel 2012.

Ancora con riferimento al terremoto dell'Aquila, una idea ancor più chiara di quanto il costruito storico costituisca una percentuale molto consistente e vulnerabile del nostro patrimonio edilizio la si ha osservando in fig. 1.6 la mappa del centro storico dell'Aquila sulla quale è riportato lo stato di danneggiamento degli edifici vincolati oggetto di sopralluoghi post sismici, effettuati dai tecnici di: ReLUIS (DPC), MIBAC e CNR. La mappa è aggiornata al 20 Luglio 2009 (data alla quale ancora non erano stati completati tutti i sopralluoghi) e dall'osservazione emerge molto chiaramente che, sul totale degli edifici esaminati, il livello di danno rilevato, escludendo i pochi crolli totali e i rari edifici con danno medio, è nella quasi totalità dei casi grave o gravissimo.

La salvaguardia degli edifici monumentali è un tema molto delicato in quanto vede la costante contrapposizione tra le esigenze di conservazione del bene con le esigenze raggiungimento di livelli minimi di sicurezza, specie se il sito è frequentato da turisti, utenti, ecc. Un monumento infatti, oltre al suo valore economico ed alla possibilità di accogliere attività al suo interno, richiede che, durante la realizzazione di interventi che vadano a mitigarne la vulnerabilità sismica, vengano rispettati una quantità di altri "valori" come, ad esempio, l'estetica, l'autenticità dei suoi materiali, lo schema di funzionamento strutturale originale. Nel rispetto di questi "valori" si tende a minimizzare gli

interventi di consolidamento strutturale quindi andando a violare alcuni principi come quello di conservazione del monumento per le future generazioni e la protezione della vita umana; da questo punto di vista è dunque necessario ottimizzare gli interventi raggiungendo un compromesso che permetta di raggiungere accettabili livelli di sicurezza mantenendo l'originalità del monumento.



Figura 1.2 Danni alle chiese dell'Aquila dopo il terremoto del 6 Aprile 2009



Figura 1.3 Danni agli edifici del centro storico dell'Aquila in seguito al sisma del 2009

E' necessario sottolineare come il raggiungimento del compromesso tra esigenze contrapposte di salvaguardia del bene e sicurezza è un processo di ottimizzazione che non può essere condotto sulla base di valutazioni meramente tecniche poiché i "valori" in gioco sono di natura molto differente e quindi non valutabili con una stessa scala di misura e dunque non comparabili quantitativamente gli uni agli altri.

Questa motivazione spiega il perchè, indipendentemente da tutte le valutazioni tecniche, le decisioni sugli interventi da effettuare su edifici monumentali siano poi di tipo politico-manageriale e possano nascere solo attraverso il dialogo tra esperti in differenti settori.

Questo processo di ottimizzazione interdisciplinare influenza direttamente gli aspetti tecnici legati alla ri-progettazione sismica del monumento: il livello di intensità dell'azione sismica di progetto deve infatti essere deciso tenendo conto della conservazione del bene ma anche dei costi e dell'efficienza delle soluzioni tecniche. Quindi si tratta di una sorta di negoziazione durante la quale si deve tener conto che, ad esempio, valori dell'azione sismica di riferimento troppo elevati garantiscono sicuramente la vita umana e l'integrità (assenza di danni sismici) del monumento ma ne possono mettere a rischio l'autenticità e l'estetica; solitamente quindi si tende ad incrementare la probabilità del danno (accettabile) riducendo l'invasività degli interventi e garantendo la reversibilità di questi ultimi.

Dai concetti espressi appare chiaro il perchè siano solitamente preferibili interventi di miglioramento sismico ad interventi di adeguamento che risultano spesso troppo invasivi e dei quali, a causa della complessità del comportamento delle strutture in muratura storica, non sempre risulta agevole verificare con certezza l'efficacia.

Da un punto di vista normativo gli sforzi per la salvaguardia degli edifici monumentali dai terremoti sono iniziati in seguito ai terremoti del Friuli (1976) e Campano-Lucano (1980) e sono proseguiti in seguito al sisma Umbria e Marche (1997) fino a giungere nel 2006 alla stesura delle prime "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni" successivamente aggiornate nel 2010 pervenendo alle attuali "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (d.m. 14 gennaio 2008)" delle quali si discute nel paragrafo successivo.



Figura 1.4 Il palazzo comunale di S. Agostino (FE) in seguito al sisma del 2012



Figura 1.5 La chiesa di Mirabello (FE) in seguito al sisma del 2012

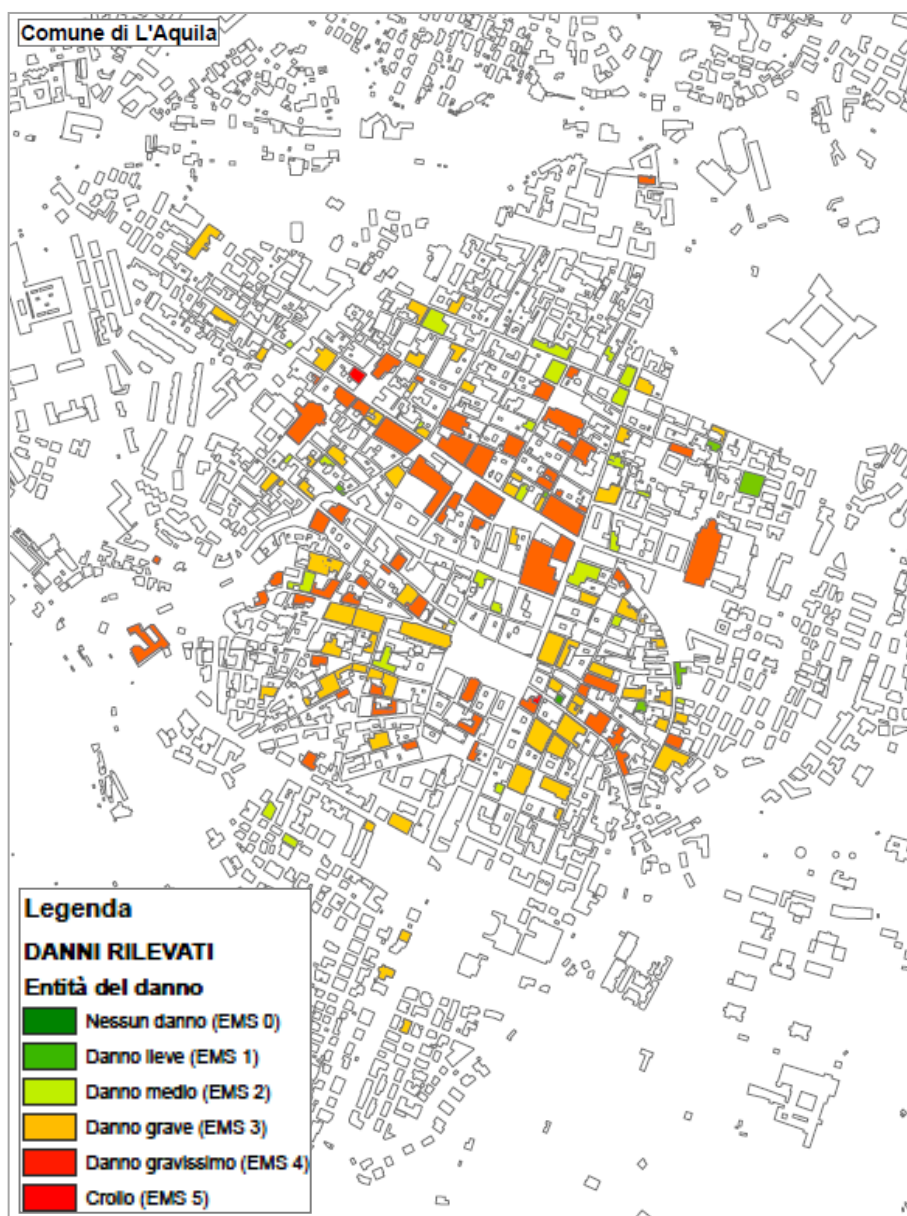


Figura 1.6 Danni rilevati agli edifici vincolati del centro storico dell'Aquila; Aggiornamento al 20 Luglio 2009

1.2 CAPACITÀ SISMICA DI EDIFICI MONUMENTALI IN MURATURA: IL QUADRO NORMATIVO

Le Linee Guida 2010 (G.U. no. 47, 26/02/2011 s.o. n. 54) per la valutazione della sicurezza sismica e la mitigazione del rischio sismico del patrimonio culturale trovano la loro principale ragion d'essere nell'art. 29 del "Codice dei beni culturali e del paesaggio" (D.M. 22 Gennaio 2004) che dispone la necessità, per i beni immobili situati nelle zone a rischio sismico (in accordo alle NTC'08), di redigere come parte integrante del progetto di restauro anche quello di miglioramento strutturale auspicando inoltre il contributo del mondo della ricerca nella stesura di "linee di indirizzo" che forniscano modelli e criteri di intervento in materia di conservazione di beni culturali.

Nelle LL.GG. è specificato, esclusivamente per gli edifici in muratura, un percorso di conoscenza, valutazione del livello di sicurezza e progetto degli interventi analogo a quello definito dalle norme tecniche per edifici ordinari ma opportunamente adattato per tener conto delle esigenze di conservazione del patrimonio culturale.

In perfetta sintonia con i concetti espressi nel precedente paragrafo, all'interno delle LL.GG. 2010 è effettuata una ri-definizione degli stati limite che non si riferiscono alle sole esigenze di sicurezza e di funzionalità (come per gli edifici ordinari) ma anche alle esigenze di conservazione dei beni artistici.

Per edifici tutelati è consentito derogare dall'obbligo dell'adeguamento sismico limitandosi a conseguire comunque un miglioramento delle prestazioni che deve tuttavia essere opportunamente dimostrato e quantificato.

Ai fini della valutazione della sicurezza dell'edificio, prima e dopo l'intervento, le Linee Guida individuano tre diversi livelli di crescente completezza:

- LV1: per le valutazioni della sicurezza sismica da effettuarsi a scala territoriale su tutti i beni culturali tutelati, e quindi per le chiese;
- LV2: per le valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto;
- LV3: per il progetto di interventi che modificano il funzionamento strutturale accertato o quando venga comunque

richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto.

In tutti e tre i casi, è comunque necessario valutare quantitativamente l'accelerazione di collasso e rapportarla a quella attesa nel sito in un prefissato intervallo di tempo e con una prefissata probabilità di superamento (accelerazione attesa nel sito); questo parametro è definibile come il rapporto:

$$I_{s,SLV} = T_{SL}/T_{R,RSL} \quad (1)$$

tra il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta l'edificio al raggiungimento dello stato limite di riferimento (T_{SL} = capacità) ed il periodo di ritorno di riferimento ($T_{R,SL}$ = domanda); tale rapporto è definito "Indice di sicurezza sismica".

In alternativa, un modo analogo per esprimere la sicurezza dell'edificio, (forse più familiare per l'ingegnere civile) è il "fattore di accelerazione" espresso come il rapporto tra l'accelerazione che porta l'edificio al raggiungimento dello stato limite di riferimento (a_{SL} = capacità) e quella calcolata in funzione del periodo di ritorno di riferimento ($a_{R,SL}$ = domanda) considerando un suolo di categoria A:

$$f_{a,SLV} = a_{SL}/a_{R,RSL} \quad (2)$$

1.2.1 Livello di valutazione sismica LV1

Per il livello LV1, l'indice di sicurezza sismica I_s è utile per evidenziare le situazioni più critiche e stabilire priorità per i futuri interventi. Se l'accelerazione di collasso risulta significativamente inferiore a quella attesa nel sito, ciò semplicemente determina la necessità di eseguire una valutazione più accurata, ed eventualmente intervenire in un secondo momento (infatti, coerentemente con il concetto probabilistico di sicurezza, la struttura potrebbe essere considerata sicura nei riguardi di un terremoto con periodo di ritorno più breve di quello della accelerazione attesa e dunque avente accelerazione attesa minore).

Il livello LV1 consente la valutazione dell'accelerazione di collasso attraverso metodi semplificati, basati su un numero limitato di parametri geometrici e meccanici o che utilizzano strumenti qualitativi (interrogazione visiva, lettura dei caratteri costruttivi, rilievo critico e stratigrafico).

Nel caso di chiese, luoghi di culto ed altre strutture con grandi aule, senza orizzontamenti intermedi, ferma restando la possibilità di definire modelli semplificati specifici, le LL. GG. 2010 consentono di fare ricorso ai parametri della scheda di rilievo del danno e della vulnerabilità riportate nell'Allegato A; l'accelerazione massima al suolo corrispondente ai diversi stati limite (di danno (SLD) e ultimo (SLU)) può essere correlata ad un indicatore numerico, l'indice di vulnerabilità i_v , ottenuto attraverso una opportuna combinazione di punteggi assegnati ai diversi elementi di vulnerabilità e di presidio antisismico.

La scheda per il rilievo del danno e della vulnerabilità delle chiese è stata utilizzata nelle emergenze sismiche a partire dal 1995; la notevole mole di dati raccolti (oltre 4000 chiese) ha consentito, attraverso elaborazioni statistiche, di stabilire una relazione tra l'azione sismica ed il danno, in funzione di un parametro di vulnerabilità della chiesa. È evidente che una stima così eseguita assume una valenza puramente statistica, ma questo approccio può essere considerato corretto se rivolto ad un'analisi territoriale, al fine di stabilire liste di priorità e programmare al meglio valutazioni più approfondite ed indirizzare verso interventi di prevenzione. Peraltro, l'uso di un modello standard, per valutazioni di questa natura, consente un più oggettivo confronto relativo in termini di rischio sismico.

La metodologia considera 28 meccanismi di danno, associati ai diversi macroelementi che possono essere presenti in una chiesa. Con riferimento alla valutazione della vulnerabilità, è necessario rilevare quei particolari tipologici e costruttivi che giocano un ruolo fondamentale nella risposta sismica del manufatto; in particolare vengono considerati indicatori di vulnerabilità e di presidio antisismico.

Le leggi di correlazione proposte fra l'indice di vulnerabilità rilevata i_v , compreso tra 0 e 1, e l'accelerazione di picco al suolo sono le seguenti:

- Stato limite di danno (SLD):

$$a_{SLD}S = 0.025 \cdot 1.8^{2.75-3.44i_v} \quad (3)$$

- Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

$$a_{SLV}S = 0.025 \cdot 1.8^{5.1-3.44i_v} \quad (3)$$

I risultati ottenuti da tale modello semplificato vanno comunque impiegati con una certa cautela in quanto le formulazioni proposte sono tarate su base statistica e quindi non sono in grado di esaurire la grande

diversificazione tipologica esistente nel patrimonio edilizio monumentale.

1.2.2 Livelli di valutazione sismica LV2 e LV3

Assunta per gli edifici tutelati la necessità di attenersi ad interventi di miglioramento, ovvero all'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle azioni sismiche con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per le nuove costruzioni, è necessario tuttavia individuare metodologie per la quantificazione del beneficio (si spera) apportato dagli interventi.

Non consentendo la varietà tipologica e la singolarità specifica (legata anche alla loro vita) dei "monumenti" di indicare una strategia univoca ed affidabile di modellazione ed analisi, nel caso dei manufatti architettonici di interesse storico e culturale esistono oggettive difficoltà a definire procedure di verifica dei requisiti di sicurezza analoghe a quelle applicate per gli edifici ordinari.

In queste valutazioni spesso si riscontrano sia un'incertezza nel modello di comportamento sia un'incertezza dei parametri del modello. Inoltre, per quanto riguarda gli interventi, non sempre è possibile quantificarne con precisione la reale efficacia ed è impossibile portare in conto, attraverso un procedimento esclusivamente quantitativo, le esigenze di conservazione; ne deriva che spesso è opportuno accettare un livello di rischio sismico più elevato rispetto a quello delle strutture ordinarie, piuttosto che intervenire in modo contrario ai criteri di conservazione del patrimonio culturale. In ogni caso, è necessario calcolare i livelli di accelerazione del suolo corrispondenti al raggiungimento di ciascun stato limite previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento. In questo è implicita la consapevolezza che non sempre si possono applicare ai beni culturali tutelati le prescrizioni di modellazione e verifica indicate per gli edifici ordinari, ma si afferma che comunque è necessario procedere ad una valutazione del comportamento sismico complessivo del manufatto, con i modelli ritenuti più opportuni.

Una possibile procedura in applicazione ai concetti espressi dalle LL. GG. 2010 è la seguente:

- valutazione dell'indice di sicurezza sismica nella situazione attuale (funzionamento accertato): in questa fase si dovrà tenere

debitamente conto anche di valutazioni qualitative su situazioni di vulnerabilità riconosciute ma difficilmente quantificabili;

- valutazione dell'indice di sicurezza sismica alla quale il manufatto può essere portato con interventi compatibili con le esigenze di tutela delle proprie caratteristiche specifiche.

Se l'indice di sicurezza sismica raggiungibile, che tiene conto della pericolosità del sito e della destinazione d'uso proposta, è compatibile, l'intervento di miglioramento è pienamente soddisfacente anche dal punto di vista della sicurezza.

Se l'indice di sicurezza sismica raggiungibile è inferiore a quello auspicabile, ovvero sarebbero necessari interventi troppo invasivi, il progettista deve giustificare l'intervento ricorrendo anche a valutazioni qualitative.

L'obiettivo delle LL. GG. 2010, come di tutte le moderne norme orientate alla salvaguardia dei monumenti, è quello di evitare opere superflue, favorendo quindi il "criterio del minimo intervento", ma anche evidenziando i casi in cui sia opportuno agire in modo più incisivo.

La valutazione delle accelerazioni corrispondenti al raggiungimento di determinati stati limite ed il successivo confronto con l'accelerazione del suolo attesa nel sito consente, da un lato di giudicare se l'intervento progettato è realmente efficace (dal confronto tra lo stato attuale e quello di progetto), dall'altro fornisce una misura del livello di sicurezza sismica del manufatto a valle dell'intervento.

Gli interventi possono riguardare singole parti del manufatto o interessare l'intera struttura.

Nel primo dei due casi è sufficiente riferirsi al livello di valutazione LV2 per la valutazione del livello di sicurezza conseguito.

La valutazione della sicurezza sismica nell'ambito di progetti di intervento su singoli elementi può essere eseguita facendo riferimento a modelli locali, riferiti a porzioni strutturalmente autonome della costruzione che, nel caso particolare delle chiese, sono denominati "macroelementi". Nel caso di interventi locali, che non modificano in modo sostanziale il funzionamento originale accertato, sarebbe particolarmente gravoso imporre una valutazione complessiva, estesa all'intera costruzione, specie quando questa risulta molto articolata e l'intervento ha un impatto modesto sul comportamento complessivo. Tuttavia, siccome, per qualsiasi intervento di miglioramento, è necessario che venga calcolata l'accelerazione di collasso, con riferimento al

manufatto nel suo complesso, in questi casi la valutazione della sicurezza sismica complessiva può essere stimata con gli strumenti del livello di valutazione LV1.

Nella definizione dei macroelementi e, più in generale, dei meccanismi di collasso locale che possono interessare la zona oggetto di intervento, è necessario considerare l'eventuale presenza di stati di danneggiamento pregressi (specie se di origine sismica) e le conoscenze sul comportamento di strutture simili (desunte dal rilievo sistematico dei danni post-terremoto).

L'analisi cinematica, lineare o non lineare, rappresenta lo strumento in genere più efficace e sicuramente il più agevole (se confrontato con l'analisi statica non lineare) per tale valutazione; i risultati ottenibili possono però essere eccessivamente cautelativi se ci si limita a considerare i principi dell'analisi limite non considerando i diversi dettagli costruttivi che determinano il comportamento reale: presenza di catene, ammorsamento tra murature ortogonali, tessitura muraria, condizioni di vincolo offerte dagli orizzontamenti.

Il confronto tra le accelerazioni allo stato limite ultimo prima e dopo l'intervento consente di esprimere un giudizio sul grado di miglioramento conseguito, evidenziando l'inutilità di alcuni interventi, nel caso in cui il margine di miglioramento fosse modesto rispetto al negativo impatto dell'intervento in termini di conservazione. Inoltre, considerando l'accelerazione massima al suolo di riferimento nel sito, è possibile valutare l'effettiva necessità degli interventi; infatti, negli elementi in cui l'accelerazione allo stato limite ultimo fosse già superiore a quest'ultima, non sarebbe necessario procedere al miglioramento sismico di quella parte.

Il livello di valutazione LV3, invece, considera la sicurezza sismica della costruzione nel suo complesso, ovvero l'accelerazione del suolo che porta allo stato limite ultimo la costruzione nel suo complesso o singole sue parti significative (macroelementi). Il livello LV3 deve essere adottato nella progettazione di interventi che, sebbene tale scelta vada a scontrarsi duramente con le esigenze di tutela dell'originalità del bene, modifichino il funzionamento accertato della costruzione o, comunque, quando il restauro riguarda un edificio di tipo strategico la cui importanza sociale impone di stimare in modo attendibile il livello di sicurezza.

La verifica complessiva della risposta sismica del manufatto non richiede necessariamente il ricorso ad un modello globale della costruzione, la cui utilità, nel caso delle chiese, verrà discussa nel capitolo 2. E' invece

possibile procedere alla scomposizione della struttura in parti autonome, a condizione che venga valutata la ripartizione delle azioni sismiche tra i diversi sistemi strutturali, in ragione delle rigidzze e del grado di connessione tra le stesse; tale ripartizione può essere operata anche in modo approssimato, purché venga garantito l'equilibrio nei riguardi della totalità delle azioni orizzontali.

La valutazione della sicurezza globale può quindi essere eseguita con gli stessi metodi utilizzati al livello LV2 applicati sistematicamente a ciascun elemento della costruzione.

Nel caso particolare delle chiese, per quanto detto in precedenza, risulta scarsamente significativo assumere in fase di verifica un comportamento unitario e complessivo; pertanto, in tale ottica, la necessità di operare un'analisi complessiva LV3 (valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto) o locale LV2 (valutazione su singoli macroelementi dei meccanismi locali di collasso), non determina una sostanziale differenza nell'approccio al problema della modellazione.

La vera problematica è probabilmente rappresentata dallo step precedente alla verifica e cioè dalla determinazione delle azioni su ciascun elemento che, in molti casi, sembra imprescindibile dall'adozione di un modello globale dell'edificio.

Le linee guida, infine, specificano che, nel caso in cui l'intervento riguardi un'area limitata (ad esempio in concomitanza con interventi di restauro su apparati decorativi), la valutazione può limitarsi al livello LV2, risultando superflua e problematica una valutazione complessiva dell'intero organismo edilizio (questo avviene in particolare per manufatti di grandi dimensioni e complessità, in concomitanza con interventi locali per i quali la disponibilità finanziaria è limitata). L'analisi, pertanto, può essere effettuata a livello del singolo macroelemento sul quale si interviene, con lo scopo di controllare l'efficacia dell'intervento (confronto tra sicurezza prima e dopo) e la congruità rispetto alla pericolosità del sito. In questi casi, essendo la valutazione della capacità dell'intero organismo comunque richiesta, è possibile adottare un metodo semplificato (LV1), quale ad esempio quello proposto dalle stesse linee guida.

1.2.3 Metodi di analisi

Nel caso degli edifici esistenti in muratura, per l'analisi dei meccanismi sia locali che globali è possibile ricorrere a diversi metodi, in funzione della raffinatezza della modellazione e, conseguentemente, del grado di approssimazione dei risultati che si intende conseguire:

- analisi statica lineare
- analisi dinamica modale
- analisi statica non lineare
- analisi dinamica non lineare

Nel seguito vengono commentati le condizioni ed i limiti che le LL.GG. pongono all' utilizzo dei metodi di analisi su elencati in relazione alle specificità del patrimonio culturale.

1.2.3.1 *Analisi statica lineare*

L'azione sismica di riferimento al suolo, per lo stato limite ultimo, viene in questo caso ridotta attraverso il fattore di struttura, per consentire una verifica in campo elastico tenendo (implicitamente) conto delle ulteriori capacità di spostamento, oltre il raggiungimento della resistenza limite, prima che la struttura arrivi allo stato limite ultimo. L'applicazione di questo metodo nel caso di edifici storici ed in particolare per le chiese, la cui geometria non rientra nello schema dell'edificio sul quale sono solitamente tarati i valori del coefficiente di struttura, risulta problematica per la difficoltà di definire appropriati fattori di struttura, con possibili conseguenze sulla definizione degli interventi.

Qualora questo tipo di analisi possa essere considerato significativo, esso può essere condotto con riferimento ad un sistema di forze orizzontali la cui entità e distribuzione è definita in ragione delle masse e delle loro quote (vd. Cap.7 NTC'08). Il periodo del modo principale di vibrazione potrà essere stimato con la formula indicata nelle NTC solo nei casi lì definiti; per le altre strutture dovrà essere stimato con formule opportune o ricavato a partire dalla forma modale principale, adottando, per i materiali, i valori dei moduli elastici corrispondenti a materiali fessurati.

Il valore da assumersi per il fattore di struttura dovrà essere giustificato dalle capacità di spostamento della struttura in campo fessurato, valutato sulla base sia della tipologia di manufatto, sia della qualità costruttiva (materiali, dettagli costruttivi, collegamenti).

L'applicazione alle strutture in muratura dell'analisi elastica lineare, per sua natura, presenta comunque una serie di inconvenienti che

generalmente consistono in tensioni di trazione, non compatibili con le caratteristiche meccaniche della muratura, o elevate tensioni di compressione negli spigoli degli elementi, peraltro molto influenzate dalla discretizzazione adottata nel modello; questo porta al difficile soddisfacimento di verifiche puntuali che nella realtà sono sicure, a seguito di una locale ridistribuzione tensionale nelle aree interessate, quale effetto del comportamento fortemente non lineare dei materiali sottoposti a sollecitazioni elevate, effetto che attraverso un modello lineare è assolutamente impossibile cogliere.

Nel caso di palazzi e ville, ovvero di edifici caratterizzati da pareti di spina ed orizzontamenti intermedi, è possibile fare ricorso ad un modello a telaio equivalente, che consente verifiche di tipo non puntuale ma a livello dell'elemento strutturale (elementi portanti verticali e orizzontali) e riferite a condizioni locali fessurate; in tale modo non si verificano le incongruenze meccaniche prima descritte.

Nel caso in cui l'analisi sismica sia basata sulla valutazione distinta di diversi meccanismi locali, sia per una valutazione complessiva del manufatto, sia per una verifica nelle sole zone oggetto di intervento, è possibile utilizzare gli strumenti dell'analisi limite, in particolare nella forma del teorema cinematico, calcolando il moltiplicatore orizzontale dei carichi che attiva il meccanismo di collasso e per la verifica allo SLV, tale azione viene confrontata con quella di riferimento, ridotta attraverso un opportuno fattore di struttura.

1.2.3.2 5.2.3 Analisi dinamica modale

L'analisi dinamica modale viene condotta attraverso un modello elastico lineare e quindi la sua attendibilità nella valutazione del comportamento, in condizioni limite di resistenza, di antichi manufatti architettonici in muratura, presenta criticità analoghe a quelle già esposte per l'analisi statica lineare. Infatti, nel caso di strutture complesse, le analisi lineari possono essere utilmente applicate solo quando si prevede che l'escursione in campo non lineare sia modesta.

Può essere utilizzata per valutare il modo principale di vibrazione in ciascuna direzione (quello cui corrisponde il massimo valore del coefficiente di partecipazione) e determinare quindi un'attendibile distribuzione di forze da adottare nell'analisi statica lineare.

Più discutibile è, invece, considerare il contributo dei modi superiori, che hanno poco significato per una struttura caratterizzata da un comportamento non lineare dei materiali già per valori modesti dell'azione orizzontale.

L'analisi modale con spettro di risposta, che presuppone il principio di sovrapposizione degli effetti e regole di combinazione modale calibrate su strutture a telaio, non dovrebbe quindi ritenersi attendibile, specie nel caso di strutture complesse, caratterizzate da trasformazioni e fasi costruttive differenti.

L'applicazione dell'analisi modale ad edifici a pianta basilicale, nonostante di uso abbastanza diffuso, risulta particolarmente delicata, come si vedrà nel capitolo 2, poiché, a differenza di quanto avviene per i palazzi, le chiese, nella maggior parte dei casi, sono caratterizzate da una geometria e quindi da una distribuzione di masse e rigidezze tale da causare l'assenza di un vero e proprio modo dominante con la diretta conseguenza che tutti i modi di vibrare, per usare la dicitura delle LL.GG., sono "modi superiori".

1.2.3.3 5.2.4 Analisi statica non lineare

L'analisi statica o cinematica non lineare consiste nella valutazione del comportamento sismico della struttura (legame forza-spostamento generalizzato) ed in particolare della capacità di spostamento allo stato limite ultimo, da confrontarsi con lo spostamento richiesto dal terremoto, valutato in termini spettrali. Tale analisi può essere eseguita con un modello che rappresenti il comportamento globale della costruzione o attraverso modelli di sottostrutture (macroelementi: porzioni architettoniche riconoscibili nei riguardi di particolari meccanismi di collasso), operando verifiche locali.

Nel caso dell'analisi statica non lineare, la curva di capacità della struttura può essere derivata dal legame forza-spostamento generalizzato, ottenuto attraverso un'analisi incrementale, utilizzando legami costitutivi non lineari e, se necessario, considerando la non linearità geometrica.

In presenza di costruzioni fortemente irregolari, la distribuzione di forze inizialmente adottata potrebbe non essere più significativa per la struttura danneggiata; in questi casi è possibile fare ricorso ad analisi di tipo adattivo, aggiornando progressivamente la distribuzione di forze oppure effettuare analisi per le singole parti strutturali (riducendo anche notevolmente gli oneri computazionali). Nel caso dei beni architettonici,

la varietà delle geometrie e dei sistemi costruttivi rende inoltre impossibile definire a priori le caratteristiche di una distribuzione di forze statiche equivalenti al sisma.

Per quanto riguarda l'individuazione della capacità di spostamento ultimo questa dipende dalle caratteristiche del materiale implementate nel modello; nel caso in cui questo sia in grado di descrivere una risposta strutturale con degrado della resistenza lo spostamento ultimo sarà definito in corrispondenza di una riduzione della reazione massima orizzontale pari al 20%; nel caso si impieghi un legame elastico non lineare (ad esempio "no tension materials") o legami di tipo elastico perfettamente plastico, l'analisi sarà portata avanti fino a spostamenti significativi.

Al crescere dello spostamento del nodo di controllo dovrà essere comunque valutata la sicurezza rispetto a meccanismi di collasso locale.

Per la conversione del legame forza-spostamento generalizzato in sistema bi-lineare equivalente è possibile seguire le indicazioni delle NTC'08 e della Circolare.

In alternativa al metodo degli elementi finiti, anche nel caso di un'analisi non lineare è possibile fare ricorso all'analisi cinematica non lineare assegnando incrementalmente al cinematismo configurazioni variate in spostamenti finiti di entità crescente.

1.2.3.4 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare può essere utilizzata con modelli non lineari ad elementi finiti (o a telaio equivalente) nel caso in cui i legami costitutivi siano in grado di tener conto della variazione ciclica dello stato di sollecitazione non solo in termini di degrado di rigidezza e resistenza ma anche in termini di dissipazione isteretica. E'opportuno che questo metodo di analisi sia accompagnato dall'esecuzione, con lo stesso modello strutturale, di un'analisi statica non lineare, al fine di determinare la capacità di spostamento ultimo della struttura.

Dal punto di vista operativo, l'analisi dinamica non lineare segue le modalità previste dalle NTC'08 e quindi presuppone l'utilizzo di diversi gruppi di accelerogrammi spettro-compatibili (almeno tre).

E infine opportuno segnalare che, in funzione delle caratteristiche dinamiche della struttura, dovrà essere adeguatamente selezionato il

passo temporale di integrazione delle equazioni del moto, eventualmente attraverso l'ausilio di analisi di convergenza.

A causa degli elevatissimi tempi di calcolo solitamente necessari e della complessità della modellazione (che può portare in mancanza di esperienza a risultati fuorvianti), è consigliabile l'impiego di questo metodo di analisi solo in casi molto particolari, quando la complessità della struttura non consenta di ottenere risultati sufficientemente attendibili mediante l'utilizzo dell'analisi statica non lineare.

2 EDIFICI A PIANTA BASILICALE

2.1 PREMESSA

Questo capitolo è dedicato all'analisi sismica di edifici in muratura a pianta basilicale che è stata oggetto di studio dell'unità di ricerca, e del sottoscritto, per lungo tempo ed i concetti qui esposti vanno, in un certo senso, guardati come un aggiornamento sugli ultimi sviluppi della ricerca sull'argomento.

A ciò, e a ragioni di snellezza della tesi, è dovuto il solo marginale richiamo alla procedura "a due passi", con cui sono stati studiati gli edifici a pianta basilicale, che viene solo introdotta per rendere comprensibili a tutti coloro che si avvicinano al testo i contenuti delle seguenti pagine.

Nel dettaglio, con riferimento al primo step della procedura a "due passi" (di seguito brevemente illustrata), si intende mostrare, attraverso l'analisi di 4 chiese aquilane danneggiate dal sisma del 2009, delle quali si riporta anche una descrizione, come l'analisi modale con spettro di risposta di modelli globali di edifici a pianta basilicale possa risultare poco efficace ai fini delle verifiche di sicurezza portando ad una possibile sottostima delle sollecitazioni sismiche. A tal proposito viene quindi suggerita una possibile procedura per la verifica sismica che tenga conto, così come proposto anche dalle LL.GG. del 2011, del comportamento locale dei singoli macroelementi sfruttando però i risultati ottenuti dall'analisi modale del modello globale dell'edificio.

2.2 LA PROCEDURA A DUE PASSI

Per l'analisi sismica e la determinazione della vulnerabilità sismica di edifici a pianta basilicale è ormai consolidato (e diffuso) l'approccio metodologico proposto da Mele e De Luca (1999) che è stato applicato a diversi casi di studio da Giordano (2001), Romano (2005), Brandonisio (2007), Lucibello (2010).

Tale approccio si articola in due step fondamentali (da ciò il nome di procedura a "due passi"):

1 - analisi statica e/o dinamica in campo lineare di modelli tridimensionali agli elementi finiti delle chiese, con l'obiettivo di determinare l'andamento della distribuzione delle sollecitazioni tra i diversi macroelementi strutturali costituenti il complesso edilizio (primo passo);

2 - per ciascun macroelemento vengono poi effettuate analisi cinematiche lineari e/o analisi statiche non lineari agli elementi finiti al fine di determinarne la capacità di resistenza e di deformazione per azioni nel piano e fuori piano (secondo passo).

Il confronto tra la richiesta, determinata nel primo passo, e la capacità, valutata nel secondo step, consente di valutare la vulnerabilità sismica del macroelemento e, di conseguenza, dell'intera chiesa.

Per motivi di brevità, la procedura si assume ben nota (essendo documentata in molti altri lavori, De Luca & Mele 1999, Giordano 2002, Lucibello e De Luca 2010), e dunque non ci si dilungherà in descrizioni più dettagliate dei singoli passi.

Si passerà dunque direttamente ad una descrizione dei casi di studio analizzati seguita poi da una analisi dettagliata dei risultati del primo step sui quali in questa sede si intende focalizzare l'attenzione del lettore.

Il primo step è infatti quello in merito alla cui efficacia possono nascere i maggiori dubbi poiché, come è possibile immaginare, oltre che leggere anche all'interno delle LL.GG. 2010, esistono grossi dubbi in merito alla correttezza dell'impiego dell'analisi modale per il calcolo delle azioni sismiche su edifici in muratura specie per quelli a pianta basilicale che, come si vedrà in seguito, non sono caratterizzati da modi predominanti e per i quali tutti i modi in un certo senso sono "modi superiori".

2.3 I CASI DI STUDIO

Nella città dell'Aquila si riscontra una presenza molto elevata di chiese; si contano infatti 66 edifici di culto. Nelle antiche piante della città del Fonticulano (fig. 2.1) del 1575 e del Vandi del 1753 (fig. 2.2) vengono riportate rispettivamente 119 e 117 chiese.

seconda Aquila sorsero non in funzione delle esigenze di un quartiere ma contestualmente alle abitazioni.

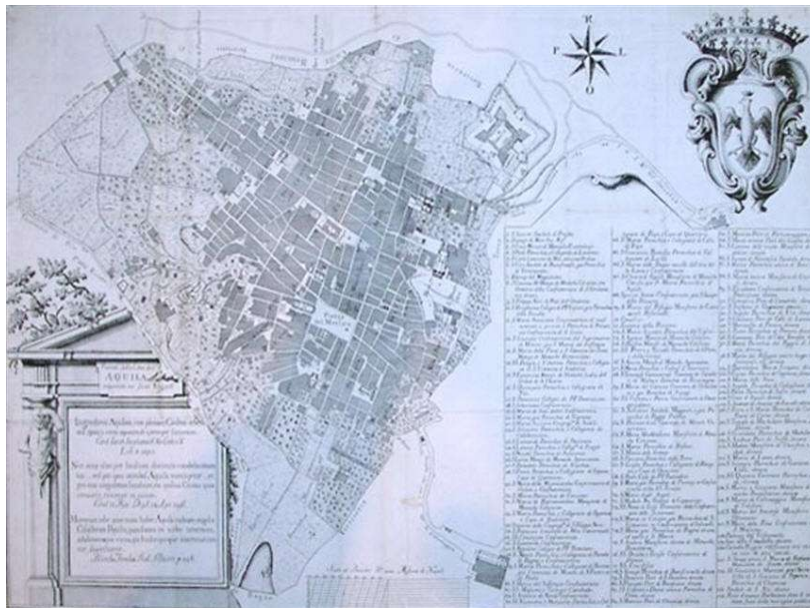


Figura 2.2 Pianta della città dell'Aquila disegnata da Vandi, 1753

Questo connubio fra comunità politica e cristiana fece in modo che gli edifici parrocchiali assumessero contemporaneamente una funzione civica e come tali “laica”; le chiese aquilane “intra moenia” fungevano infatti da centri amministrativi.

Le conseguenze sull’assetto architettonico di questa duplice funzione laica-liturgica si rivela all’osservazione dei loro impianti: appare infatti un accentuato conformismo tipologico negli schemi architettonici e un’estrema semplicità negli impianti spaziali.

Le chiese parrocchiali, prima delle successive trasformazioni, si mostrano costruite in serie su due sole tipologie in pianta (fig. 2.3): l’aula unica rettangolare, coperta da capriate, e l’aula senza navate laterali ma un transetto e abside; eccezioni sono rappresentate proprio a S. Silvestro che ha tre navate (costruzione tarda rispetto alla primitiva) e S. Giusta.

Tra le numerose chiese aquilane, sono state scelte come casi di studio, sia per la loro importanza da un punto di vista simbolico sia per le loro caratteristiche geometriche che ben rappresentano la quasi totalità delle chiese aquilane, le Chiese di:

- S. Giusta (SG)
- S. Maria di Collemaggio (SMC)
- S. Pietro di Coppito (SPC)
- S. Silvestro (SS)

Tutti e quattro gli edifici sono ubicati all'interno del centro storico della città dell'Aquila (fig. 2.4) ed hanno riportato danni durante il sisma che ha colpito l'aquilano nel 2009.

Nelle pagine successive verranno brevemente descritte la storia, la geometria e le caratteristiche costruttive dei singoli casi di studio insieme ai danni sismici rilevati.

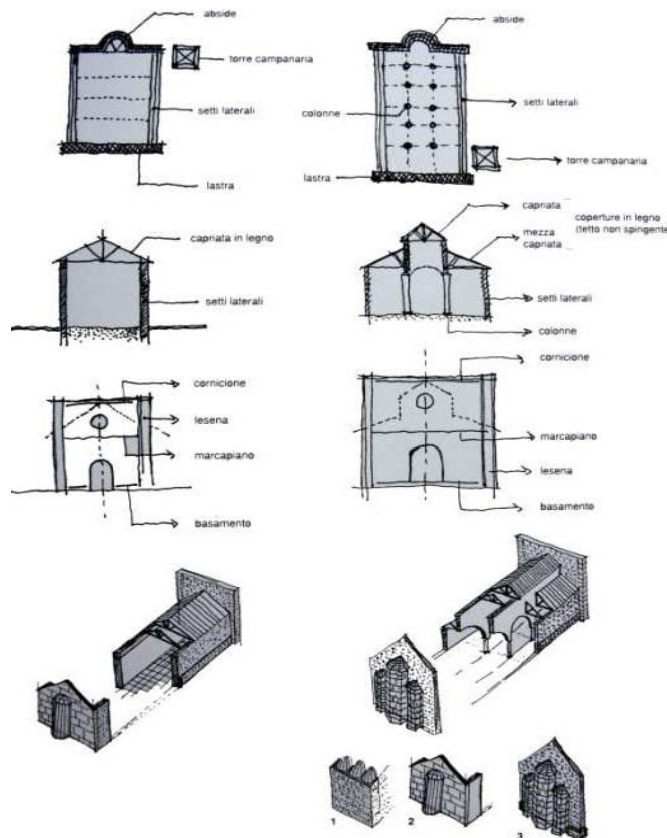


Figura 2.3 Schema tipologico delle chiese aquilane



Figura 2.4 Pianta del centro storico dell'Aquila con l'ubicazione delle quattro chiese studiate

2.3.1 Chiesa di S. Giusta (SG)

2.3.1.1 Descrizione

La costruzione della chiesa risale agli inizi del XIV sec. quando i cittadini del piccolo centro di Bazzano, che furono i committenti dell'opera, si trasferirono a L'Aquila. La chiesa fu edificata su alcune murature preesistenti delle quali non è però nota la funzione originaria.

L'impianto della chiesa (fig. 2.5-2.7) era originariamente a pianta basilicale con tre navate; in età barocca, tuttavia, le navate laterali furono trasformate in cappelle che si aprono con archi a tutto sesto sulla navata centrale. Il transetto, a cui si accede mediante l'arco trionfale impostato su due pilastri polilobati in pietra da taglio (forse pensati per accogliere una grande volta a crociera mai realizzata), presenta una larghezza pari a

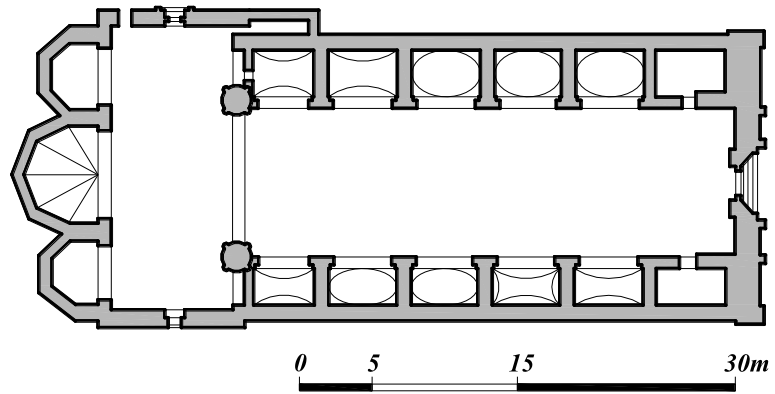


Figura 2.5 Chiesa di S. Giusta: Pianta

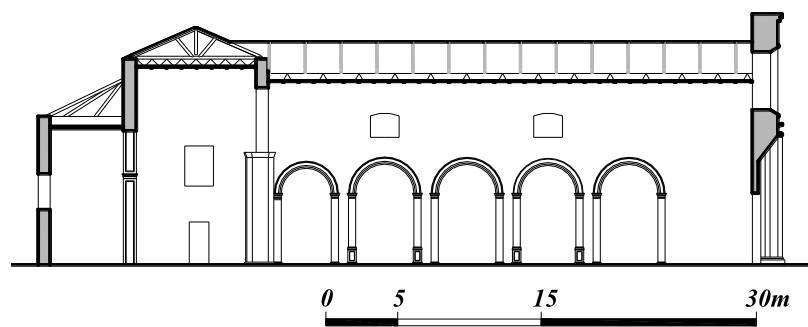


Figura 2.6 Chiesa di S. Giusta: Sezione longitudinale

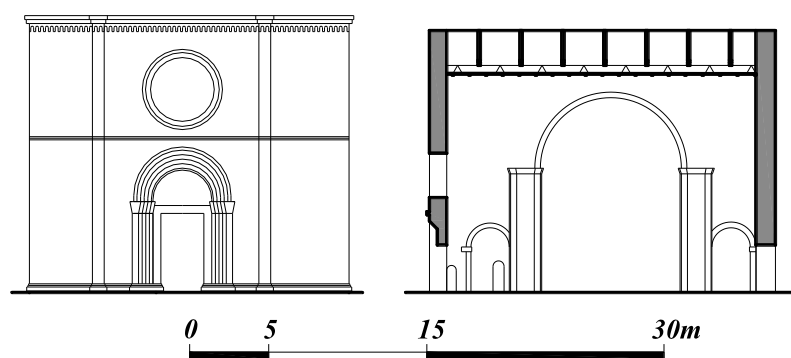


Figura 2.7 Chiesa di S. Giusta: Facciata e sezione trasversale in corrispondenza dell'arco trionfale

quella del corpo dell'aula, da esso si accede alle tre cappelle a pianta poligonale dell'abside.

Le dimensioni lorde che definiscono il volume del manufatto risultano essere:

- Lunghezza: $L = 50\text{m}$
- Larghezza: $B = 20\text{m}$
- Altezza: $H = 18\text{m}$

All'esterno la chiesa presenta una tipica facciata (fig. 2.8) del gotico aquilano rivestita in pietra da taglio e caratterizzata da un portale ed un rosone finemente scolpiti.



Figura 2.8 Chiesa di Santa Giusta: Facciata

Le strutture sono costituite quasi esclusivamente da murature caratterizzate dal tipico “apparecchio aquilano” che consiste in una muratura a sacco i cui paramenti esterni sono caratterizzati da una tessitura più o meno ordinata di pietre calcaree sbazzate di piccole dimensioni mentre il riempimento, spesso di scarsissima qualità, consiste in un getto di abbondante malta di calce mista a pietrame calcareo; proprio la perdita delle proprietà meccaniche della calce (già in origine non eccellenti), col tempo, porta ad ottenere scarsissime proprietà meccaniche della muratura.

Le coperture delle navate e del transetto sono realizzate con capriate lignee al di sotto delle quali, nella navata centrale, è possibile osservare

un cassettonato in legno; le cappelle laterali sono coperte invece da volte in muratura. La presenza di coperture prevalentemente in legno è senz'altro una nota positiva in quanto, una copertura leggera porta ad avere una massa alquanto ridotta in sommità alle pareti e quindi a forze di inerzia ridotte; inoltre, trattandosi di capriate lignee, la copertura non trasferisce spinte alla muratura portando ad un comportamento ottimale sia in condizioni sismiche che non sismiche.

Al fine di applicare la procedura a due passi al caso di studio è stato necessario linearizzarne la pianta (fig. 2.9) e, successivamente, individuare i macroelementi; in particolare, sono stati individuati 5 macroelementi Longitudinali ed 8 Trasversali la cui geometria è riportata in Appendice A.

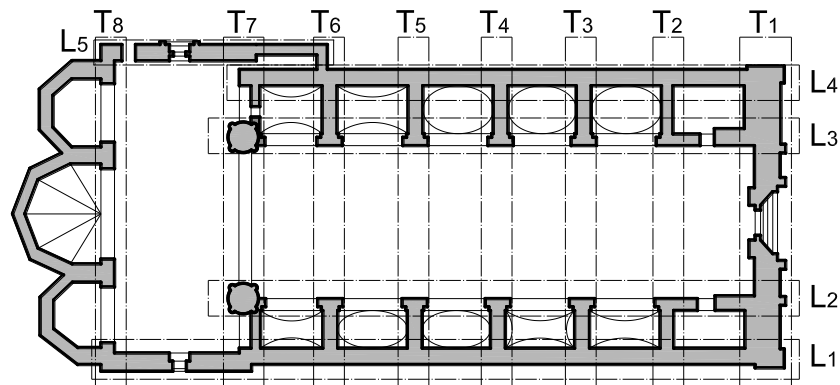


Figura 2.9 Chiesa di S. Giusta: Pianta linearizzata con individuazione dei macroelementi

2.3.1.2 *Danni in seguito al sisma del 2009*

I danni riportati in seguito al sisma del 2009 sono stati piuttosto ingenti e consistono in crolli parziali dovuti all'attivazione di meccanismi di ribaltamento dell'abside e della parete Sud del transetto (fig. 2.10); sono stati inoltre rilevati danni localizzati nei pilastri (schiacciamento alla base e scompaginamento della muratura in sommità) dell'arco trionfale (fig. 2.11) sollecitati a pressoflessione a causa della risposta longitudinale dell'aula con un meccanismo "a telaio".



Figura 2.10 Chiesa di S. Giusta: Crollo della parete del transetto e della cella campanaria



Figura 2.11 Chiesa di S. Giusta: Danni ai pilastri dell'arco trionfale

Infine, probabilmente facilitato dal fatto che i muri delle cappelle, come è riportato nella bibliografia storica, sono stati realizzati successivamente alle parti originarie della struttura, si è avuto un completo distacco delle cappelle laterali dalle pareti della navata centrale che ha portato a danni ingenti, ed in alcuni casi al crollo, delle volte delle cappelle (fig. 2.12).



Figura 2.12 Chiesa di S. Giusta: Danni alle volte delle cappelle laterali della navata

2.3.2 Basilica di S. Maria di Collemaggio (SMC)

2.3.2.1 Descrizione

La Basilica di Collemaggio è la chiesa simbolo della città dell'Aquila. La Basilica di Collemaggio, come la sua denominazione dichiara, è posta alla sommità di un colle della città dell'Aquila. Il suo asse principale è orientato in direzione Est-Ovest, con la parte absidale in posizione dominante rispetto alla sottostante Valle dell'Aterno.

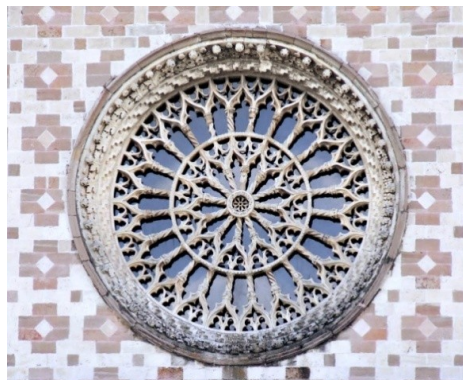


Figura 2.13 Basilica di Collemaggio: la facciata ed il dettaglio del rosone

I lavori per la costruzione della Basilica e del monastero annesso ebbero inizio nel 1287 e la Basilica, anche se non ultimata, fu consacrata nel

1289. Nei secoli tanti e continui sono stati i rimaneggiamenti che hanno interessato il complesso, anche a seguito dei frequenti terremoti che hanno colpito il territorio aquilano:

- dopo il terribile sisma del 1456 si procedette alla quasi totale ricostruzione del convento annesso;
- nel '600 intervenne una trasformazione che adeguò l'interno della Basilica, ancora di stampo prettamente medievale, allo stile barocco;
- dopo il 1703, si procedette all'abbassamento delle pareti longitudinali a causa dei crolli che le aveva interessate;

Dopo il terremoto di Avezzano del 1915, che causò il crollo dello spigolo superiore sinistro della facciata, si pensò di rinforzarla con la realizzazione di uno strato posteriore in mattoni in cui si inseriva una griglia di elementi in c.a. e con speroni di irrigidimento in corrispondenza dei muri longitudinali (fig. 2.14);

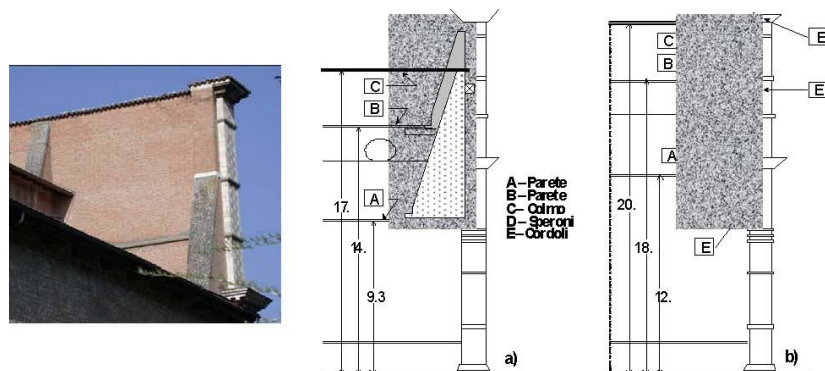


Figura 2.14 Basilica di Collemaggio: Interventi di consolidamento della facciata dopo il terremoto del 1915

Tra il 1970 ed il 1972 il soprintendente ai beni culturali, arch. Moretti, intraprese una serie di operazioni volte a riportare la Basilica al suo aspetto originario e, a tal fine, eliminò la sovrastruttura barocca dalle navate principale e laterali, e riportò alla luce le antiche colonne ottagonali e gli archi ogivali.

Successivamente al terremoto Marche-Umbria del 1997 la Basilica è stata sottoposta ad alcuni lavori per migliorare il suo comportamento trasversale, attraverso il rinforzo delle pareti con iniezioni e la

realizzazione di interventi sulle strutture delle coperture, finalizzati ad incrementare l'efficacia del loro collegamento al sistema murario per favorire un miglior comportamento d'insieme; sono state, infatti, irrigidite le strutture della coperture mediante l'inserimento di controventi in tondi d'acciaio a croce di S. Andrea tra i correnti inferiori delle capriate della navata centrale, che formano con questi una sorta di grande trave reticolare orizzontale che è stata anche dotata alle estremità, in prossimità della facciata e della parete dell'arco trionfale, di due apparecchi dissipativi (fig. 2.15).

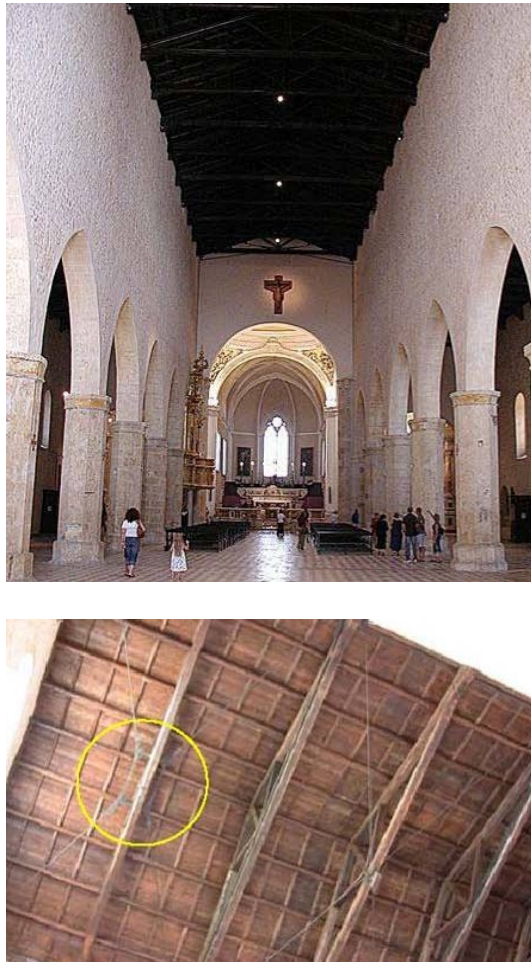


Figura 2.15 Basilica di Collemaggio: La navata principale e dettaglio con i controventi in acciaio della copertura (prima del sisma)

L'aula della Basilica consta di tre navate (fig. 2.16-2.18): quella centrale ha misure in pianta 61 x 11.3 m, quelle laterali hanno misure in pianta di 61 x 8m la navata destra e 61 x 7.8 m la navata sinistra. L'altezza massima della navata centrale è pari a 18.3m, quella delle navate laterali è di 12.5m. Le colonne che separano le tre navate sono sette per lato, hanno un interasse di 7.5 m ed hanno altezza 5.25 m, diametro circa 1.0m. Esse sorreggono complessivamente 16 arcate ogivali.

Lo spessore delle pareti varia da 0.95 a 1.05 m in quelle esterne, 0.9 m in quelle sopra le colonne. L'aula è separata dal transetto dall'arco trionfale, innestato su due colonne a forma di fiore, di diametro pari a 1.7 m. Dietro al transetto il presbiterio con l'altare maggiore e la zona absidale con tre absidi.

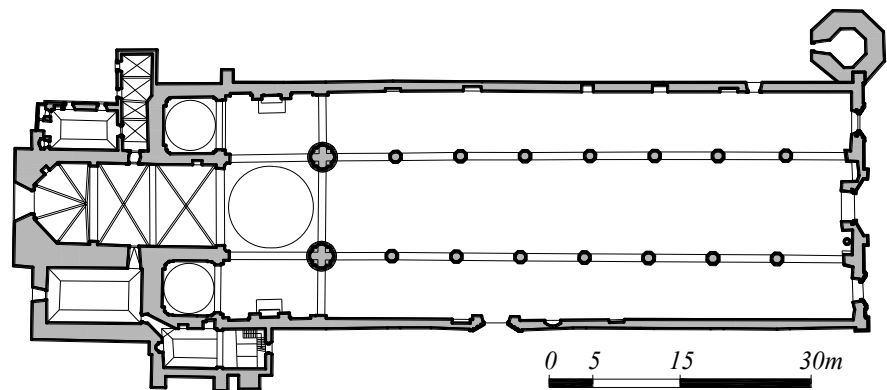


Figura 2.16 Basilica di Collemaggio: Pianta

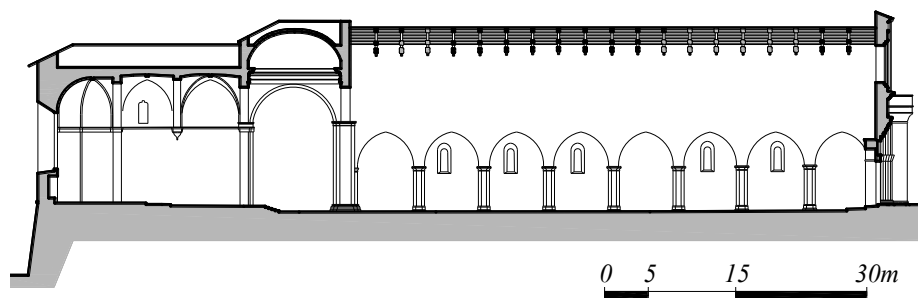


Figura 2.17 Basilica di Collemaggio: Sezione longitudinale

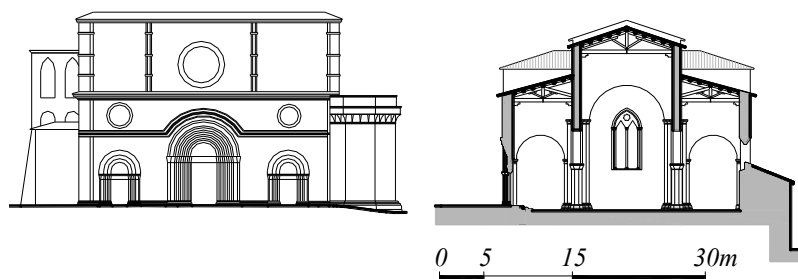


Figura 2.18 Basilica di Collemaggio: Prospetto facciata e sezione trasversale in corrispondenza dell'arco trionfale

I materiali impiegati originariamente nella costruzione dei muri della Basilica sono stati, con buona probabilità, reperiti in gran parte sul posto e sono pietre di origine calcarea, tenute insieme da malta di calce e sabbia, che in generale non ha conservato nel tempo caratteristiche di buona qualità. Gli elementi lapidei dei paramenti murari, di dimensioni medio-piccole e conformati a tronco di piramide, disposti con regolarità come cunei rivolti all'interno della sezione, caratterizzano il cosiddetto apparecchio murario aquilano.

La copertura dell'aula poggia su capriate lignee realizzate negli anni '70 che a loro volta sono disposte su cordoli di c.a. posti sulla sommità delle murature. La copertura del transetto era costituita da una cupola centrale ricostruita a metà del XX secolo e da due volte a botte a coprire gli altari laterali, posti alle estremità del transetto.

In fig. 2.19 è riportata la pianta linearizzata con la suddivisione in macroelementi della chiesa; la geometria dei singoli macroelementi è invece riportata in Appendice A.

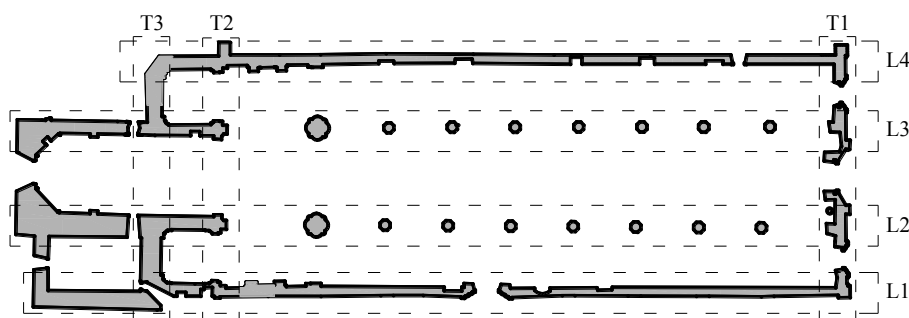


Figura 2.19 Basilica di Collemaggio: Pianta linearizzata con individuazione dei macroelementi

2.3.2.2 Descrizione dei danni

Lievi danni legati allo schiacciamento del materiale sono stati riscontrati sulla pietra rosata costituente i piedritti più esterni del portale della facciata

Le celle della vela campanaria presentano fenomeni di espulsione dei blocchi in pietra degli archi a sesto acuto (fig. 2.20a) ed una superficie di scorrimento grossomodo orizzontale che attraversa tutto il campanile a metà altezza delle arcate.

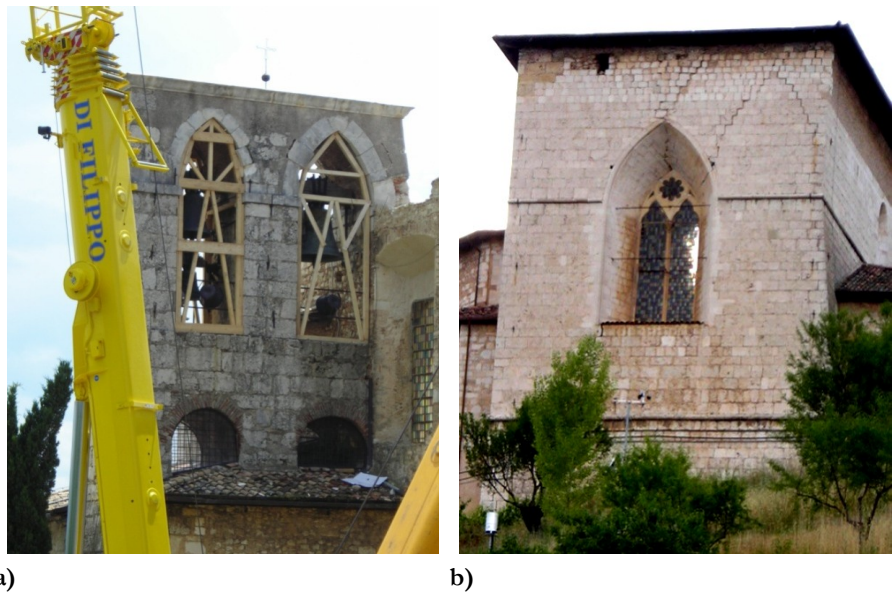


Figura 2.20 Basilica di Collemaggio: a)Danni alla vela campanaria, b)Danni all'abside centrale

Nella zona dell'abside principale si rilevano lesioni per lo più inclinate (fig. 2.20b) dovute a meccanismi di rottura a taglio e che interessano i giunti di malta tra un elemento e l'altro e non i singoli elementi, a conferma della buona qualità delle pietre che costituiscono la muratura. Sicuramente il danno più grave è il crollo del transetto che ha interessato la cupola centrale, le due volte a botte sulle ali laterali del transetto, l'arco trionfale ed i pilastri che lo sorreggevano, metà dell'ultima campata della navata centrale e tutta la copertura del transetto (fig. 2.21).



Figura 2.21 Basilica di Collemaggio: Crollo del transetto

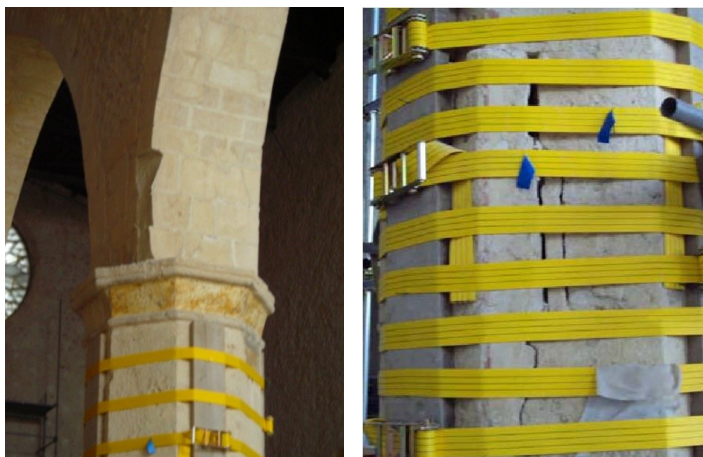


Figura 2.22 Basilica di Collemaggio: Danni ai pilastri della navata centrale

I pilastri medioevali che sorreggono le pareti longitudinali della navata centrale presentano lesioni da schiacciamento ad andamento pressoché verticale e con grado di apertura variabile tra qualche millimetro e un paio di centimetri che interessano in generale i ricorsi di malta ed, in

alcuni casi, anche le pietre di rivestimento (fig. 2.22). Alla base di una colonna si è rilevata anche una lesione sub-orizzontale che interessa l'elemento lapideo.

Risulta infine degna di nota la presenza di due grossi cordoli (fig. 2.23) in cemento armato che, dopo il collasso del transetto, sono rimasti per giorni pericolosamente sospesi alle pareti della navata centrale, sostenuti dalle sole armature in acciaio, quasi come un simbolo dell'impiego estensivo e deleterio che si è fatto del cemento armato nel consolidare la Basilica nella seconda metà del '900.



Figura 2.23 Basilica di Collemaggio: Dettaglio dei cordoli in c.a. inseriti durante la seconda metà del '900 nelle pareti della navata centrale

2.3.3 Chiesa di S. Pietro di Coppito (SPC)

2.3.3.1 Descrizione

La chiesa di San Pietro fu costruita dagli abitanti di Poppleto (Pioppeto), attuale Coppito, nei primissimi anni di fondazione dell'Aquila, alla metà del secolo XIII.

Trasformata, ampliata e rimaneggiata nei secoli successivi, fino all'ultima sistemazione dell'Ottocento, è stata recentemente ripristinata nel suo ipotetico aspetto due-trecentesco.

L'eccezionalità della chiesa (fig. 2.24-2.26) è costituita dall'ampia e spoglia navata che immette nello spazio rialzato del presbiterio, ad essa trasversale, mediante una successione di due enormi arcate. Il campanile ottagonale originario del XIII secolo, per forma e tecnica, è uno dei più rilevanti d'Abruzzo.

La facciata rettangolare rimaneggiata in epoca del secondo ottocento è quella tipica delle chiese aquilane. La navata centrale è coperta con tetto a padiglione su capriate lignee mentre un elemento atipico è rappresentato dalla piccola navata destra che non trova simmetria a causa dell'assenza della navata sinistra.

Tipici di San Pietro di Coppito e di molta architettura aquilana sono la struttura e la sua stratificazione complessa, che comporta spessori considerevoli dei muri, spesso risultato della giustapposizione di pareti.

Il transetto, contiguo con tre absidi coperti con volte a catini nervati (presbiterio), si collega a destra alla torre campanaria: tutta la zona absidale è stata molto rimaneggiata (fig. 2.24).

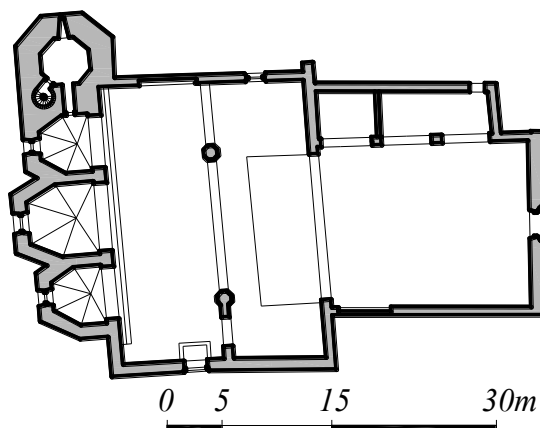


Figura 2.24 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Pianta

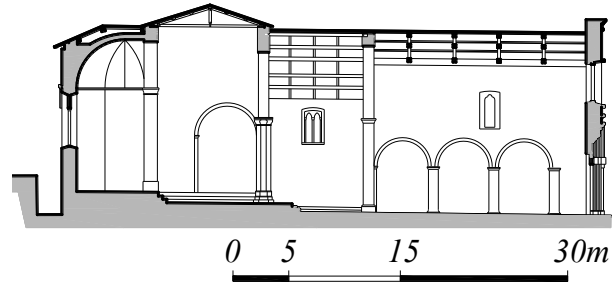


Figura 2.25 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Sezione longitudinale

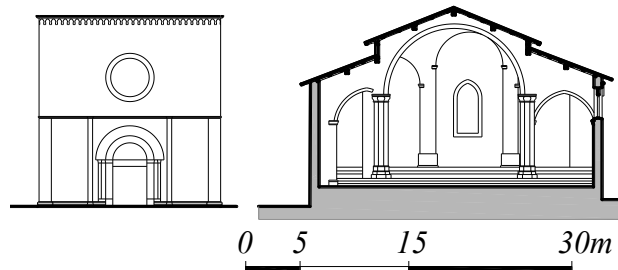


Figura 2.26 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Prospetto facciata e sezione trasversale in corrispondenza dell'arco trionfale

Tutto il complesso di S. Pietro di Coppito in L'Aquila può considerarsi costituito da cinque organismi architettonico-strutturali:

- L'aula della navata principale,
- La navata laterale destra
- Il transetto
- Il presbiterio con 3 absidi
- La torre campanaria

Si riporta in fig. 2.27 la pianta linearizzata con l'individuazione dei macroelementi della chiesa; la geometria dei singoli macroelementi è invece riportata in Appendice A.

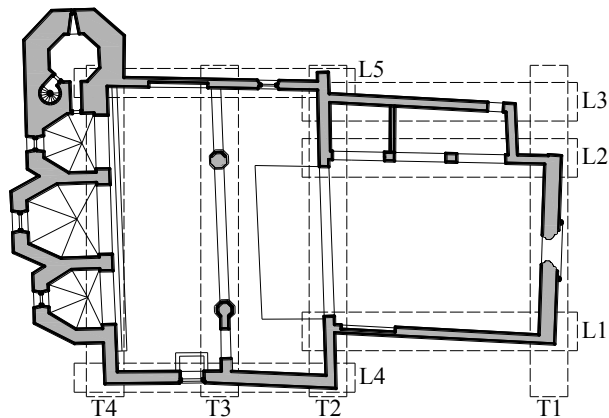


Figura 2.27 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Pianta linearizzata con individuazione dei macroelementi

2.3.3.2 Descrizione dei danni

Tra i danni osservati successivamente al terremoto del 6 Aprile 2009 l'evento più rilevante è stato il crollo della cella-campanaria (fig. 2.28).

La cella campanaria negli anni '70 del '900 ebbe un intervento di irrigidimento e rinforzo con cordature in calcestruzzo armato come testimoniato anche dall'osservazione delle macerie.

Una possibile ipotesi è che la cella irrigidita abbia, durante il sisma, perduto la planarità dell'appoggio sul fusto che si è infatti frantumato in sommità dal lato dell'abside destro. Questa frantumazione (meccanismo smeared) è stata di tipo ricorrente nelle murature aquilane che sono caratterizzate da un "foglio" esterno di pietra squadrata; nel momento in cui questo foglio cede, la muratura si frantuma come se si trattasse di un materiale incoerente poiché il riempimento è realizzato con un getto di pietrame e malta povera di legante e spesso confezionata con aggregati non lavati.

Il fusto della torre, a pianta ottagonale con scala interna a chiocciola, ha subito anche una lesione inclinata, di tipo tagliente, nel moto debolmente contrastato in direzione parallela all'asse longitudinale della chiesa. L'entità della fessura è marcata ma non ha determinato collasso della costruzione.

L'interazione fra fusto della torre ed abside contiguo in direzione dell'asse longitudinale del transetto, è resa evidente dalle lesioni visibili dall'esterno al fondo abside: le lesioni sono marcate ma non hanno

determinato crolli.

Oltre al crollo della torre campanaria gli altri danni di rilievo subiti dalla chiesa consistono nel crollo parziale della copertura del transetto (fig. 2.29) e nell'attivazione di un meccanismo di ribaltamento della facciata (fig. 2.30) che ha provocato un crollo parziale di quest'ultima.



Figura 2.28 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Crollo della cella campanaria



Figura 2.29 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Crollo della copertura del transetto (causato dalle macerie della cella campanaria)



Figura 2.30 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Ribaltamento parziale della facciata

2.3.4 Chiesa di S. Silvestro(SS)

2.3.4.1 Descrizione

L'edificio si presenta suddiviso in tre navate (fig. 2.32-2.34) di cui la larghezza della centrale è in rapporto con le laterali circa 2 a 1. Per una trattazione più semplice delle componenti strutturali della chiesa si procederà suddividendo la fabbrica in tre parti: campanile, cappella laterale e chiesa.

Il campanile (fig. 2.31) è un elemento preesistente, almeno nella parte basamentale; Presenta una sezione muraria considerevole (spessore 1.5m) che, anche in relazione alle sue dimensioni, (occupa per intero la larghezza della navata laterale) gli conferisce una rigidità sicuramente maggiore rispetto a quella dell'organismo che gli si innesta al fianco.

L'interno della cella campanaria è realizzato con pietre irregolari appena sbazzate a ricorsi non ortogonali con la presenza di molto legante. I cantonali sono resi più regolari dall'introduzione di pietre squadrate.

L'irregolarità di tessiture del campanile si nota anche guardandolo dall'interno della chiesa nella parte in cui esso si è lesionato.



Figura 2.31 Chiesa di S. Silvestro: facciata e torre campanaria (pre-sisma)

La cappella laterale, come emerso dall'analisi storica è una preesistente torre delle antiche mura della città. Proprio per la sua funzione anche essa ha consistente sezione muraria. La tessitura è analoga a quella della torre campanaria, con i cantonali realizzati in pietra squadrata con i blocchi di $H=50$ cm, esternamente i muri sono rivestiti secondo la tecnica aquilana per uno spessore di circa 20 cm.

La chiesa si presenta con i muri perimetrali di spessore di circa 90 cm. La navata centrale è delimitata da una serie di arcate a sesto acuto che sorreggono un muro di spessore all'incirca 80cm con colonne di circa 5 m di altezza.

L'altezza della navata principale all'imposta delle capriate che concludono questo spazio è di 15.70 m, quelle laterali, sormontate da semicapriate, sono alte circa 10 m.

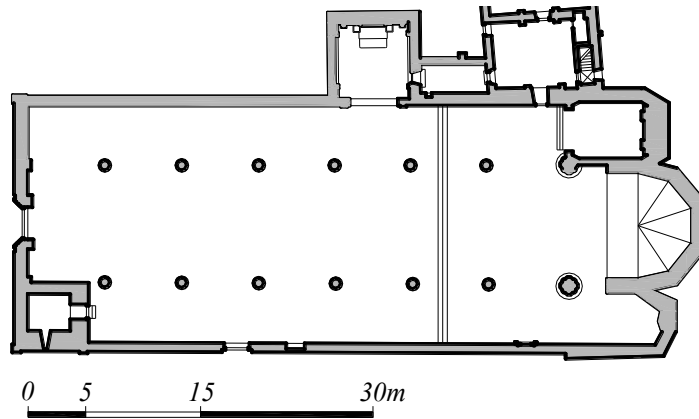


Figura 2.32 Chiesa di S. Silvestro: Pianta

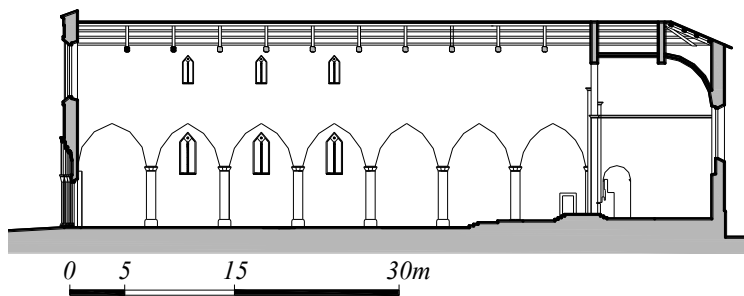


Figura 2.33 Chiesa di S. Silvestro: Sezione longitudinale

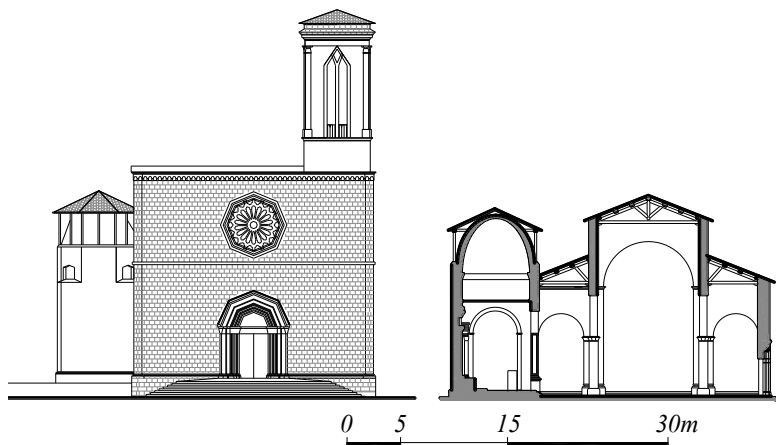


Figura 2.34 Chiesa di S. Silvestro: Prospetto facciata e sezione trasversale sulla navata

Si osserva dall'interno della chiesa la presenza di cordoli in c.a. che cerchiano tutto il perimetro dell'aula, mentre, osservando la chiesa dall'esterno di nota la presenza di numerosi capochiave che testimoniano la presenza di catene o radicamenti che hanno contribuito sicuramente al comportamento ottimale della chiesa che infatti è risultata una delle meno danneggiate dal sisma.

In fig. 2.35 è riportata la linearizzazione della pianta con l'individuazione dei macroelementi della chiesa; la geometria dei singoli macroelementi è invece riportata in Appendice A.

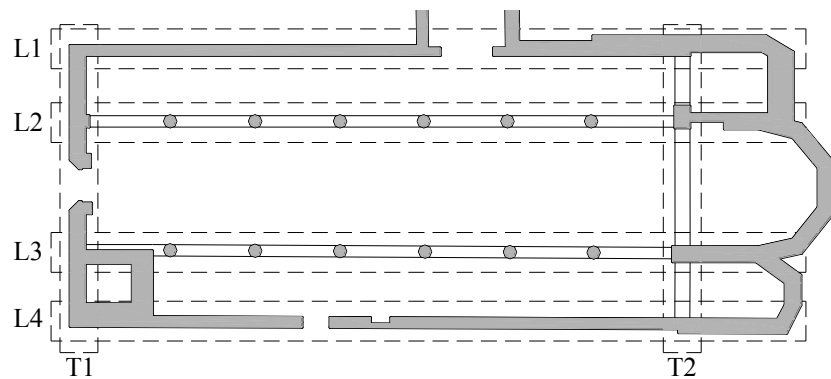


Figura 2.35 Chiesa di S. Silvestro: pianta linearizzata con individuazione dei macroelementi

2.3.4.2 Danni subiti

Come anticipato, il danno è di entità minore rispetto a quello che si è avuto nelle altre chiese esaminate; nessuna parte della chiesa è stata interessata da crolli.

I danni maggiori si concentrano comunque nella zona absidale ed in corrispondenza della facciata e del campanile.

Le cappelle dell'abside mostrano un danneggiamento indotto da un accenno di ribaltamento oltre che lesioni diagonali da taglio (fig. 2.36).

L'attivazione di meccanismi di ribaltamento ha interessato anche la facciata (2.37) che ha inoltre risentito negativamente della presenza della torre campanaria. L'interazione tra la facciata e la torre campanaria si è infatti manifestata sotto forma di lesioni da distacco causate dalla grande differenza, da un punto di vista dinamico, che esiste tra queste due parti strutturali.

La torre presenta lesioni inclinate (dovute alle sollecitazioni flessionali) e

schiacciamenti locali pure causati dal rocking che, portando il peso a gravare su zone circoscritte della muratura (angoli in pietra da taglio), ne provoca inevitabilmente lo schiacciamento locale (fig. 2.38).

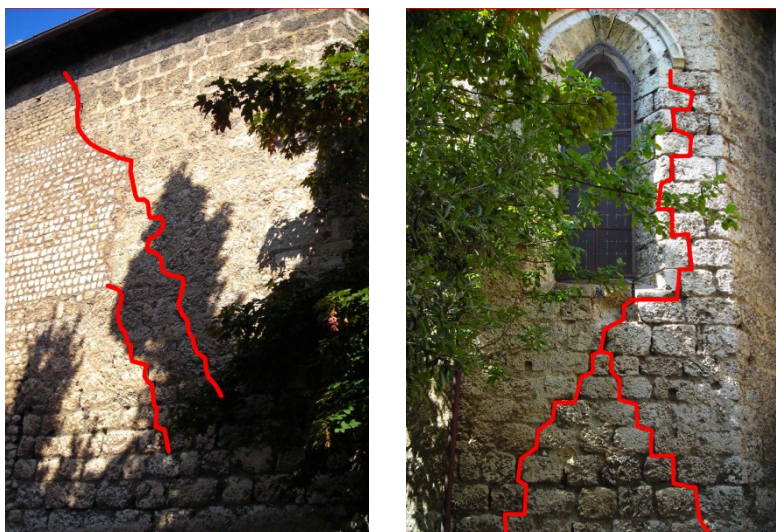


Figura 2.36 Chiesa di S. Silvestro: Danni alla zona absidale



Figura 2.37 Chiesa di S. Silvestro: Danni alla facciata



Figura 2.38 Chiesa di S. Silvestro: Danni alla torre campanaria

2.4 DETERMINAZIONE DELLE AZIONI SISMICHE ATTRAVERSO L'ANALISI MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA

Nell'ambito della procedura a due passi finora impiegata per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici a pianta basilicale, il primo step è costituito dal calcolo delle azioni sismiche sul singolo macroelemento.

Le azioni sismiche sono determinate attraverso l'analisi modale con spettro di risposta; nel dettaglio viene condotta l'analisi modale del modello globale dell'edificio estendendola ad un numero di modi soddisfacente in termini di massa partecipante cumulativa. Ciò equivale a dire che si prolunga l'analisi modale fino ad individuare un numero di modi tale che la massa partecipante associata riesca a descrivere con sufficiente accuratezza il comportamento dinamico della struttura; generalmente si raggiunge l'80% della massa totale.

Note le frequenze di oscillazione ed i relativi coefficienti di partecipazione modale è possibile risalire alle azioni sismiche mediante lo spettro di risposta e combinando la risposta relativa ai differenti modi di oscillazione mediante la procedura "Complete Quadratic Combination" (CQC).

2.4.1 Spettro di risposta

Lo spettro di risposta considerato per il calcolo delle azioni sismiche sulle chiese danneggiate dal sisma del 2009 è quello ricavato sulla base delle registrazioni del Mainshock; nel dettaglio è stata presa in considerazione la registrazione della stazione accelerometrica AQK posizionata nelle vicinanze della chiesa di Collemaggio.

La motivazione per tale scelta è dovuta a due considerazioni principali:

- Le accelerazioni misurate in corrispondenza della stazione AQK sono tra le più alte registrate durante lo sciame sismico del 2009 dalle varie stazioni disposte nel territorio aquilano
- La stazione accelerometrica è la più vicina al centro storico dell'Aquila e dunque, per motivi di vicinanza, è quella in grado di fornire le registrazioni più appropriate per indagare sul comportamento sismico degli edifici del centro storico.

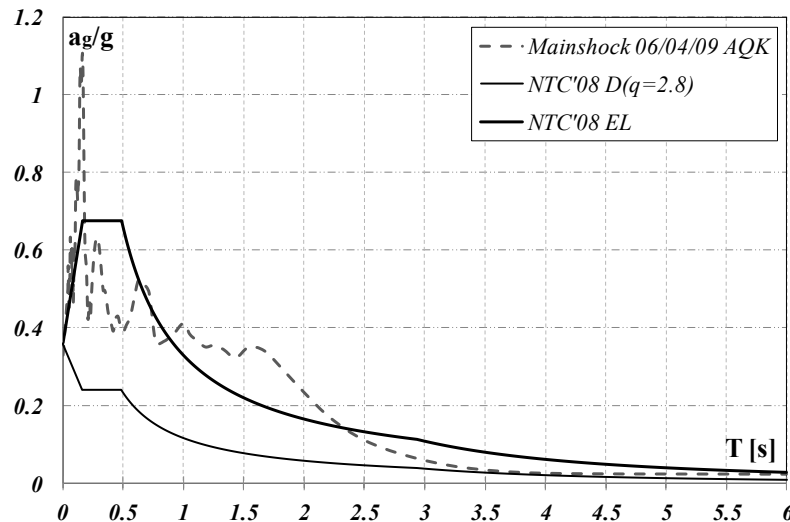


Figura 2.39 Confronto tra lo spettro del Mainshock (06 Aprile 2009, sta. AQK) comp. EW e gli spettri elastico e di progetto delle NTC'08 per il centro storico dell'Aquila

In fig. 2.39 lo spettro di risposta ricavato considerando la componente EW dell'accelerogramma è confrontato con lo spettro elastico e lo spettro di progetto (coefficiente di struttura $q = 2.8$) previsti dalle Norme Tecniche del 2008 per il centro storico dell'Aquila.

Si nota immediatamente come, a meno di un elevatissimo picco per un periodo $T = 0.2s$, in corrispondenza del quale l'accelerazione spettrale raggiunge $1.15g$, lo spettro elastico previsto dalla norma "involuppa" efficacemente lo spettro del Mainshock per le alte frequenze. Nell'intervallo compreso tra i valori $1s$ e $2s$ del periodo, si nota come lo spettro ricavato dalle registrazioni presenti accelerazioni molto più gravose; questo è sicuramente dovuto alla natura dei terreni sui quali è costruita la città dell'Aquila che, trattandosi di depositi alluvionali, come è ben noto tendono ad amplificare le onde sismiche corrispondenti alle basse frequenze.

2.4.2 Analisi modale

L'analisi modale sui 4 modelli delle chiese aquilane è stata condotta impiegando il software SAP2000 sviluppato a Berkeley.

Per ciascuna chiesa è stato realizzato un modello di calcolo impiegando elementi di tipo shell, indispensabili per la modellazioni di pareti, ai quali sono stati assegnati gli spessori delle murature ottenuti dalla linearizzazione delle piante architettoniche.

La mesh impiegata ha dimensioni medie $0.4 \times 0.4\text{m}$ che sono state ritenute adeguate per evitare modelli troppo onerosi dal punto di vista computazionale e per evitare comunque una discretizzazione troppo rada che avrebbe portato a risultati troppo poco approssimati.

In tutti e quattro i casi trattati gli elementi shell risultano adeguati alla modellazione delle chiese in quanto le murature da modellare hanno sempre rapporti tra lo spessore e le dimensioni superiori a 5 (che è un rapporto di forma minimo per garantire un buon "funzionamento" dell'elemento finito).

Al materiale "muratura" sono state assegnate le seguenti caratteristiche:

- Modulo Elastico normale: $E = 1000\text{MPa}$
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.2$
- Peso per unità di volume: $\gamma_m = 19\text{kN/m}^3$

Le murature di tutte e quattro le chiese analizzate sono realizzate con la tecnica dell'"apparecchio aquilano" le cui caratteristiche sono state ricavate dalla bibliografia nella quale sono riportati i risultati di numerosi test sulle murature aquilane che, come detto in precedenza, sono caratterizzate da prestazioni meccaniche molto scadenti sia in termini di rigidità che di resistenza.

Si fa notare che, nel caso delle chiese, il peso per unità di volume risulta fondamentale ai fini dell'analisi modale poiché, siccome negli edifici monumentali le masse sismiche eccitate corrispondano quasi esclusivamente ai pesi strutturali (le masse non strutturali e i carichi di esercizio sono solitamente trascurabili), una sovrastima o sottostima di questi porta ad ottenere risultati non corretti delle analisi.

In fig. 2.40 sono riportate le immagini dei 4 modelli di calcolo realizzati.

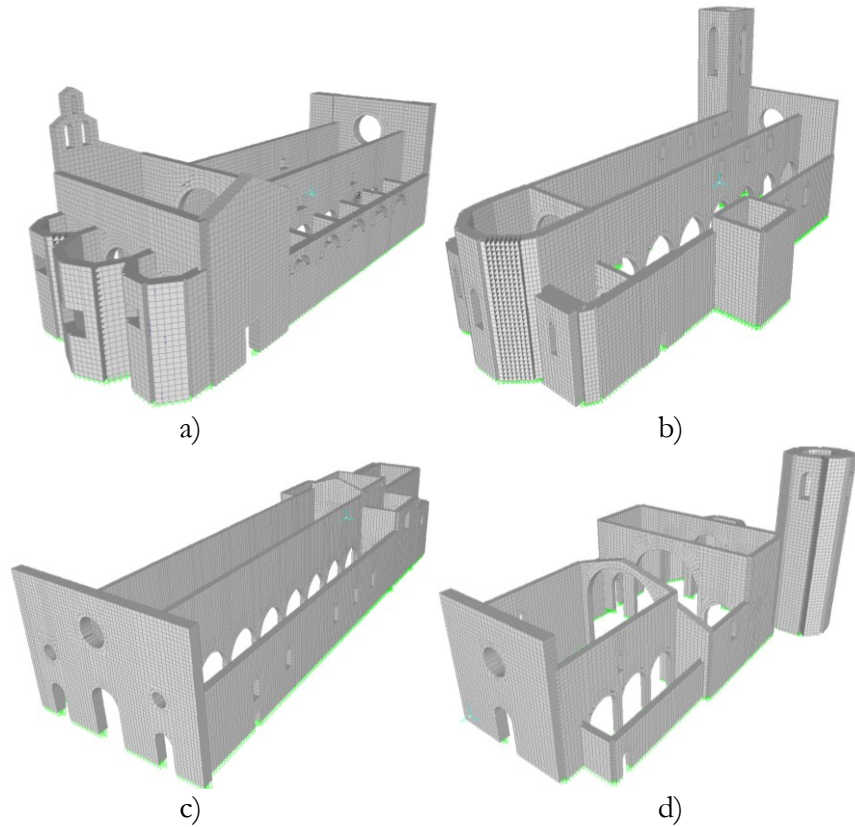
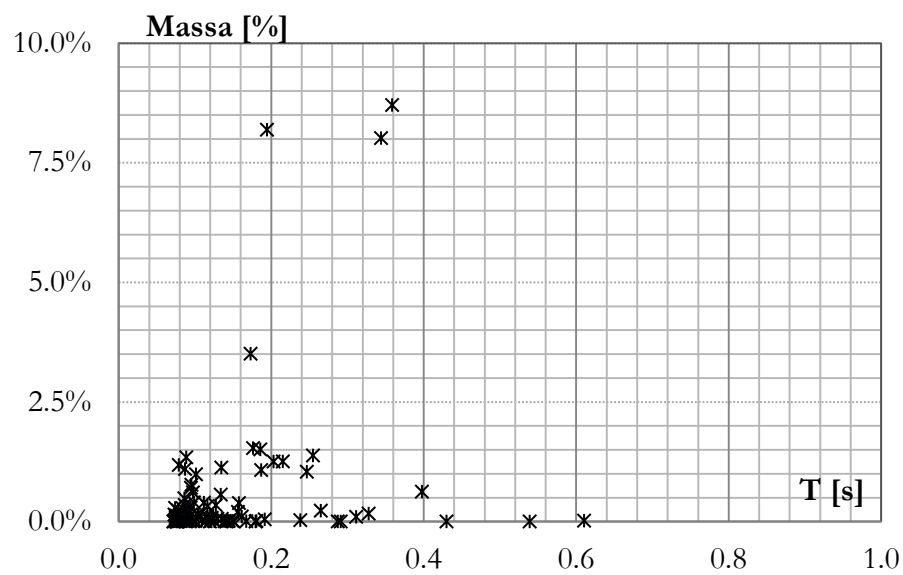


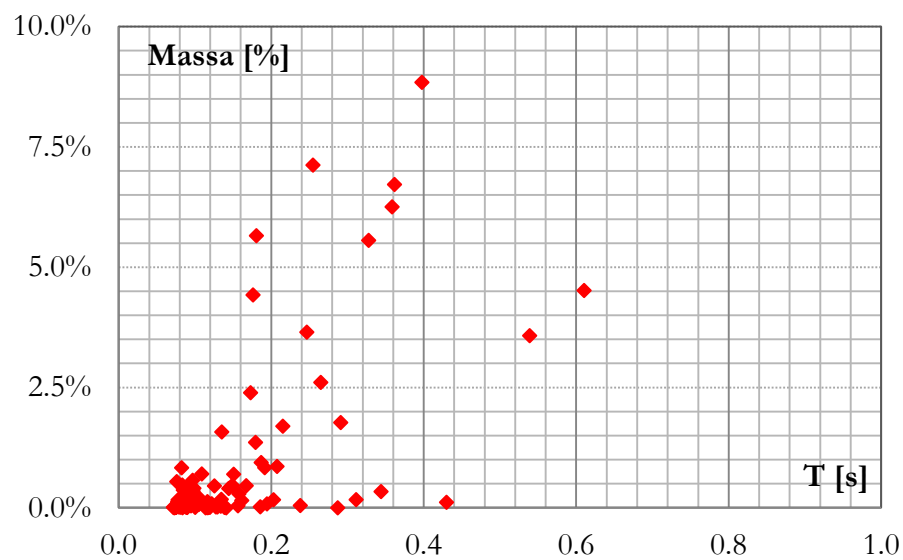
Figura 2.40 Modelli di calcolo realizzati in SAP2000: a) SG, b) SS, c) SMC, d) SPC

I risultati ottenuti dall'analisi modale in termini di periodi di oscillazione, masse partecipanti e forme modali sono riportati in modo esaustivo in Appendice B.

In questa sede ci si limita a riportare i grafici (fig. 2.41-2.44) nei quali, in ordinata, sono riportate le masse partecipanti corrispondenti a ciascun periodo di oscillazione e dai quali si nota l'assenza di modi di vibrare predominanti come avviene invece in strutture regolari o dotate di impalcati che vadano a vincolare tra loro gli spostamenti dei macroelementi.

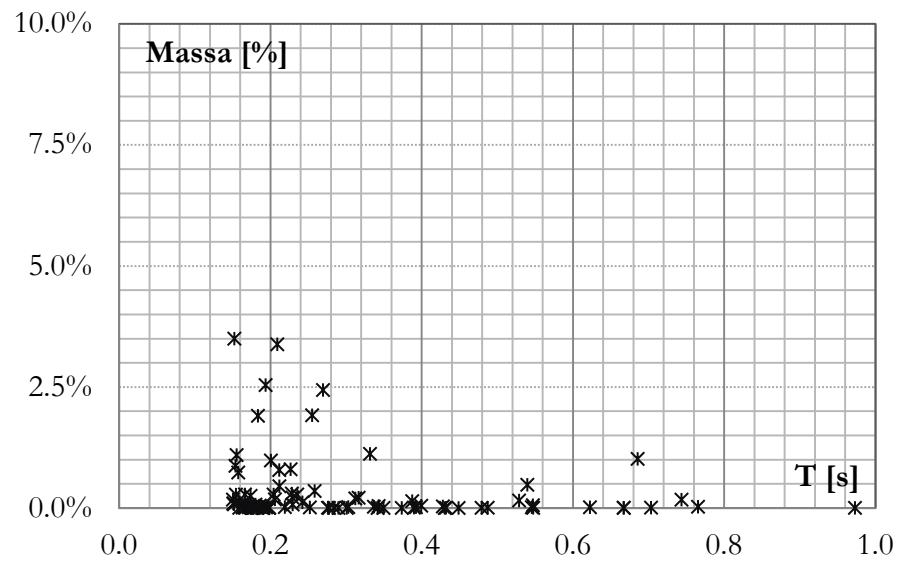


a)

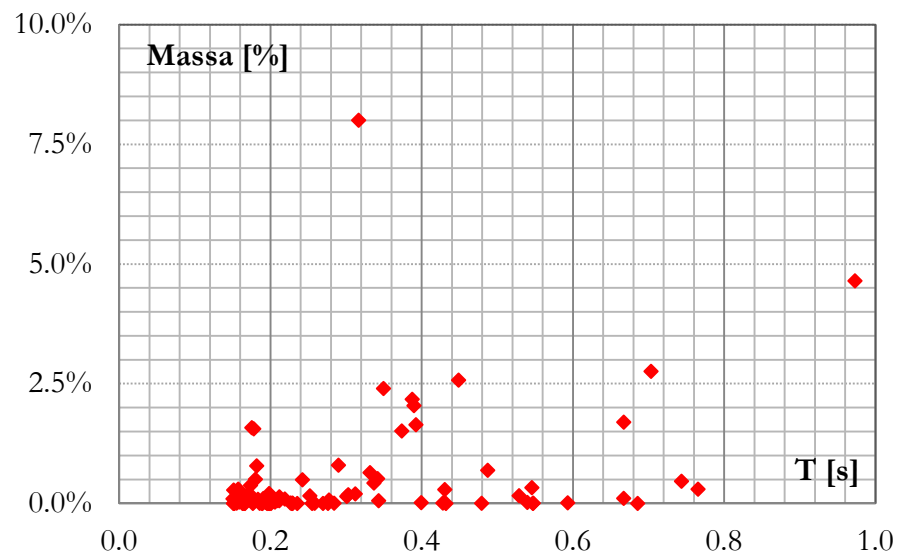


b)

Figura 2.41 Chiesa di S. Giusta: distribuzione delle masse partecipanti a) Modi in direzione Longitudinale e b) direzione Trasversale

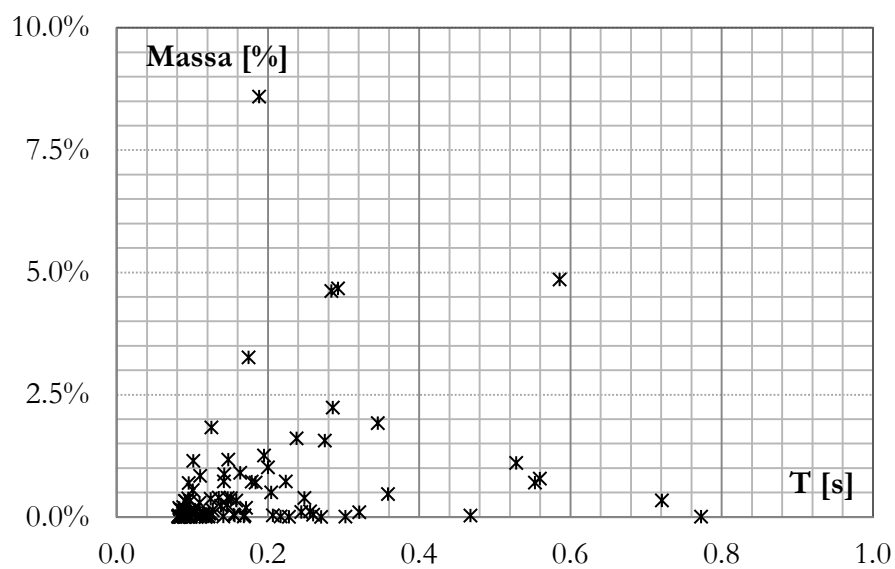


a)

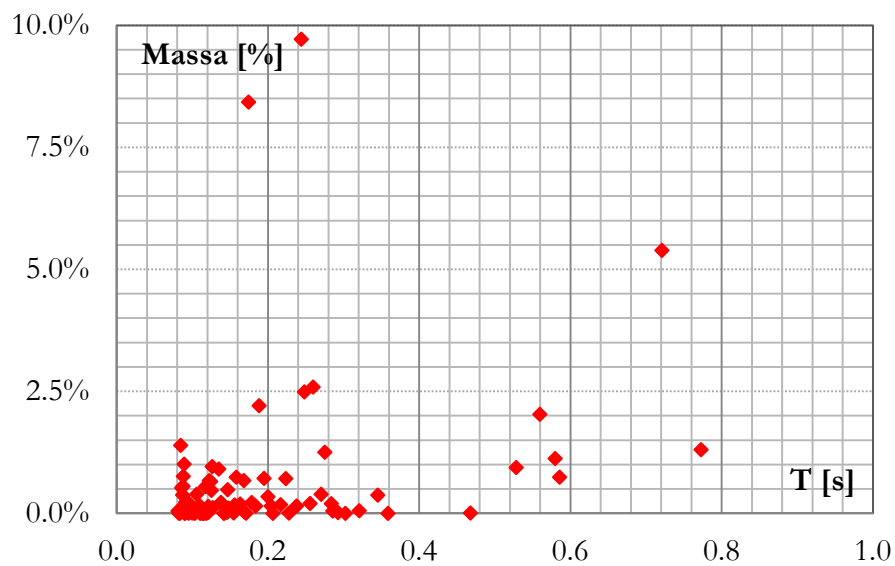


b)

Figura 2.42 Basilica di S. Maria di Collemaggio: distribuzione delle masse partecipanti a) Modi in direzione Longitudinale e b) direzione Trasversale

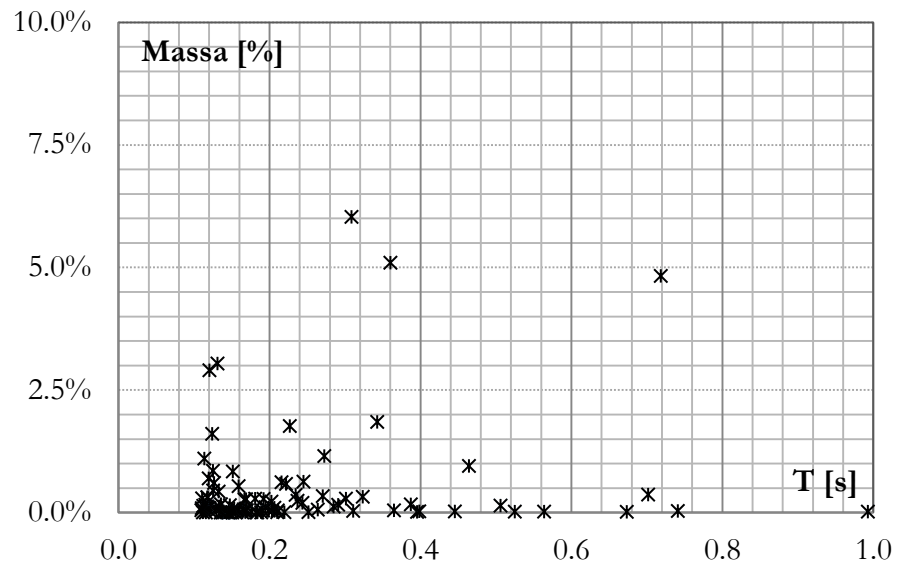


a)

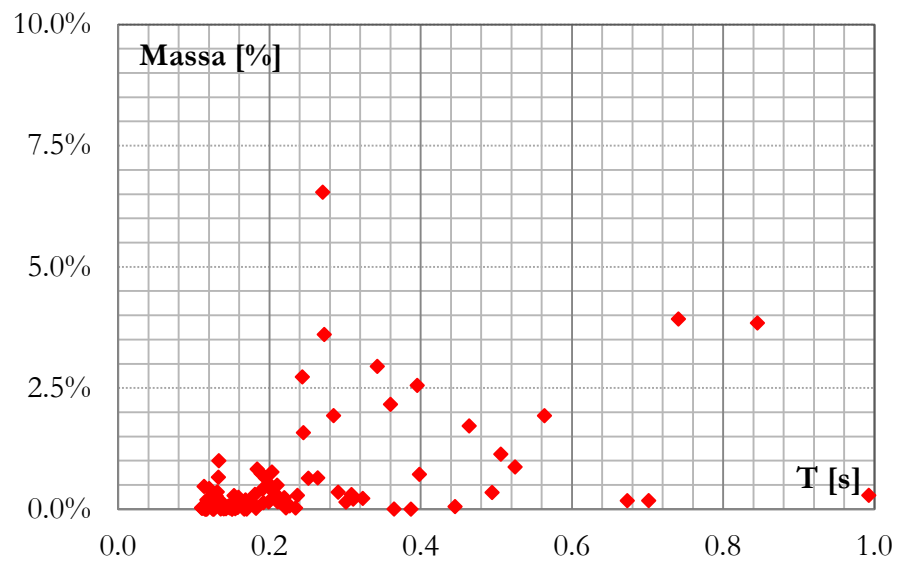


b)

Figura 2.43 Chiesa di S. Pietro di Coppito: distribuzione delle masse partecipanti a) Modi in direzione Longitudinale e b) direzione Trasversale



a)



b)

Figura 2.44 Chiesa di S. Silvestro: distribuzione delle masse partecipanti a) Modi in direzione Longitudinale e b) direzione Trasversale

Da tali grafici si osserva una moltitudine di modi di vibrare che hanno masse partecipanti assolutamente trascurabili (in molti casi inferiori all'1%) e solo pochi modi sono caratterizzati da masse partecipanti pari al più al 10 o al 15% della massa totale.

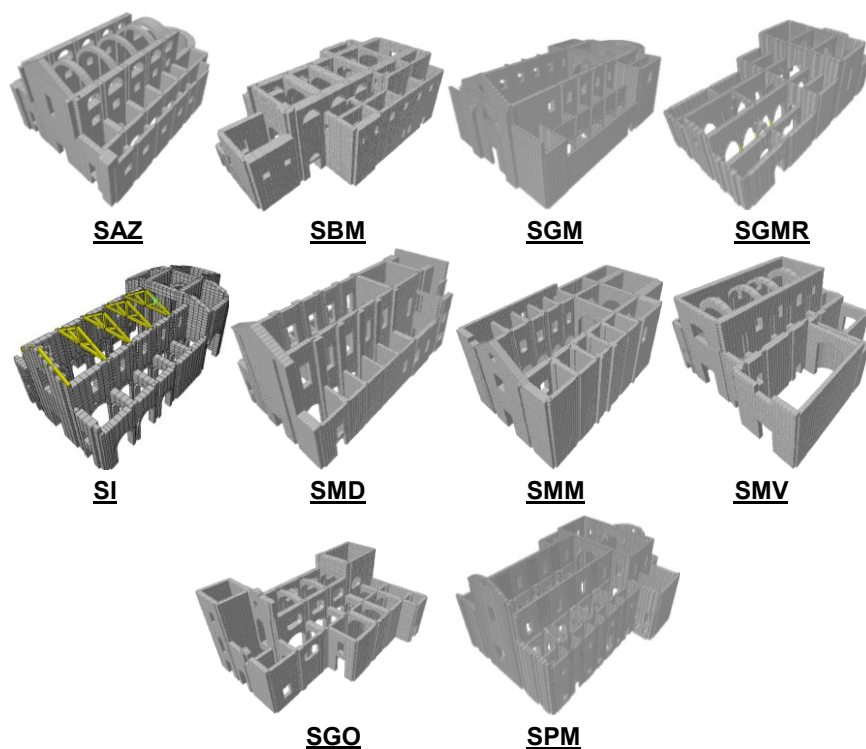


Figura 2.45 Chiese napoletane: S. Agostino alla Zecca (SAZ), S. Bernardo e S. Margherita (SBM), S. Giovanni Maggiore (SGM), S. Giovanni a Mare (SGMR), S. Ippolito Martire (SI), S. Maria in Donnaromita (SMD), S. Maria in Monteverginella (SMM), S. Maria Vertecoeli (SMV), S. Gennaro all'Olmo e S. Biagio Maggiore (SGO) e S. Paolo Maggiore (SPM)

A conferma di quanto appena esposto, è opportuno sottolineare che risultati analoghi sono stati ottenuti in passato dal gruppo di ricerca del Prof. A. De Luca analizzando un campione di 10 edifici a pianta basilicale ubicati prevalentemente nel centro storico di Napoli (fig. 2.45). Nelle fig. 2.46-2.47 sono riportati, analogamente a quanto fatto per le quattro chiese aquilane, i grafici che mostrano la ripartizione delle masse

partecipanti tra i modi di vibrare individuati attraverso l'analisi modale delle chiese napoletane (per motivi di brevità se ne riportano solo 2).

I risultati ottenuti dalle analisi descritte sono confermati anche consultando la bibliografia disponibile sull'argomento che, con particolare riferimento agli articoli di Vignoli & Betti e Gattulli & Vestroni, fornisce dati compatibili con quelli riportati nelle pagine precedenti.

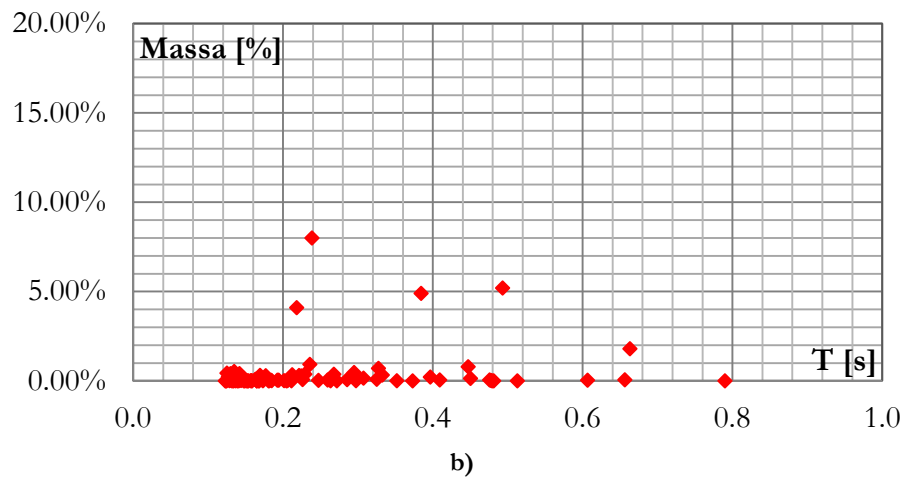
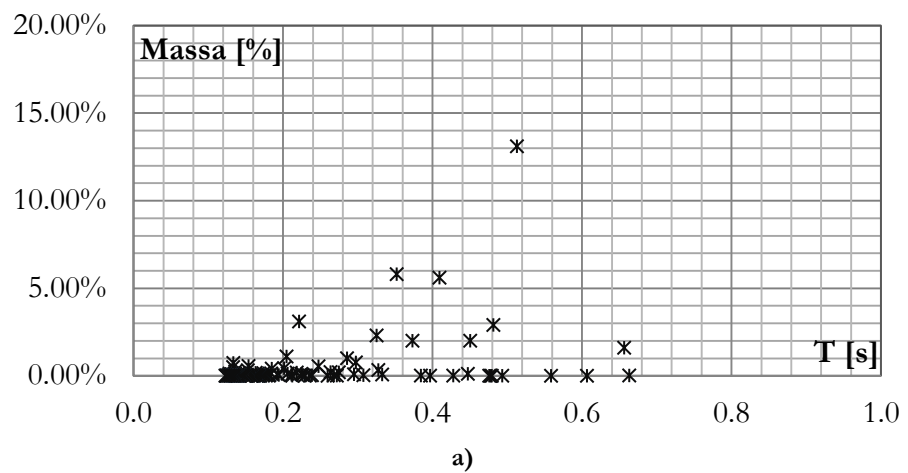


Figura 2.46 Chiesa di S. Agostino alla Zecca: distribuzione delle masse partecipanti a) Modi in direzione Longitudinale e b) direzione Trasversale

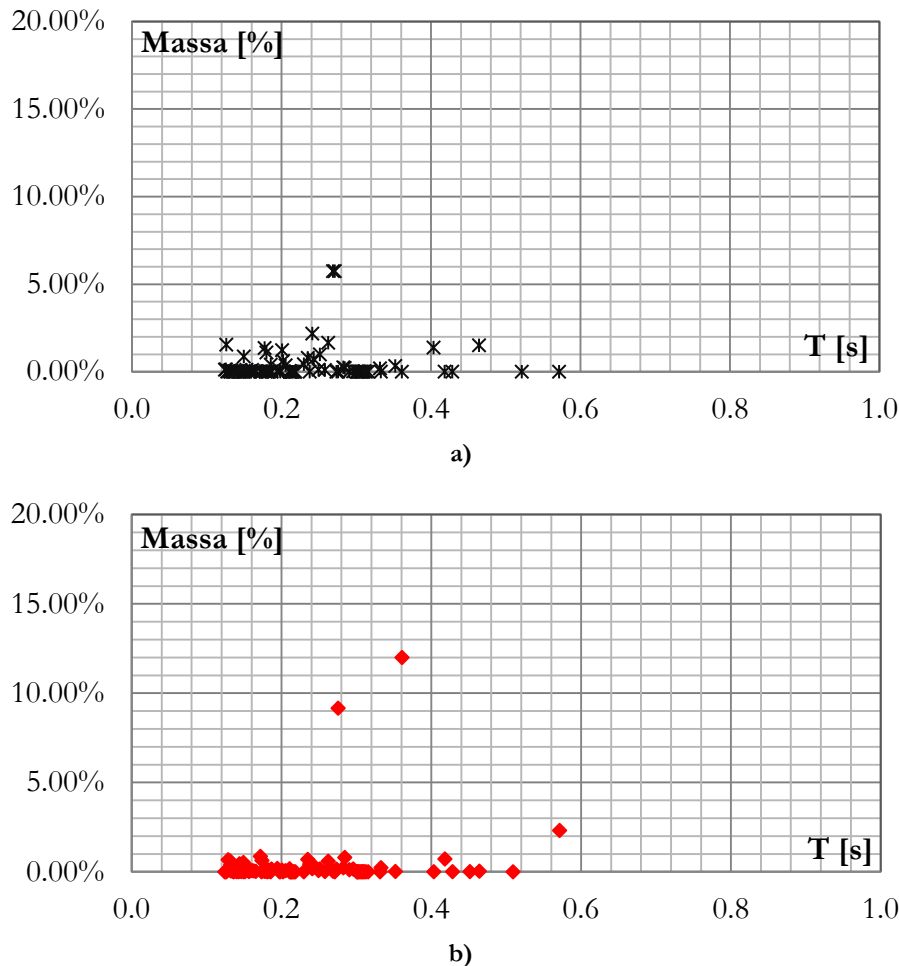
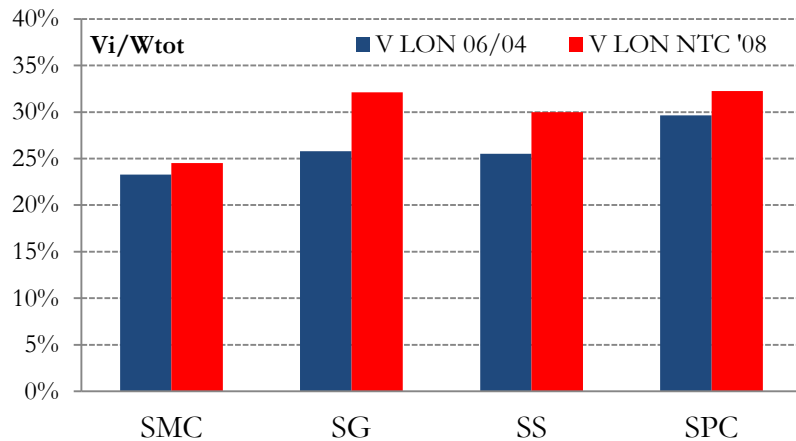


Figura 2.47 Chiesa di S. Giovanni Maggiore: distribuzione delle masse partecipanti a) Modi in direzione Longitudinale e b) direzione Trasversale

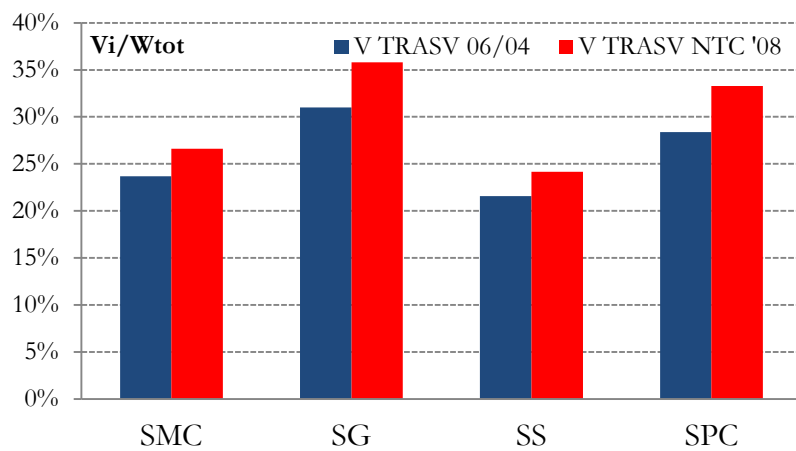
2.4.3 Determinazione del tagliante sismico alla base

La determinazione del tagliante sismico alla base è stata effettuata impiegando i risultati dell'analisi modale e con riferimento allo spettro di risposta in termini di accelerazione ricavato dalle registrazioni del Mainshock. Come già anticipato, è stata impiegata la procedura CQC per combinare le azioni relative ai 100 modi di vibrare considerati per ciascuna chiesa.

Dall'osservazione dei grafici riportati in fig. 2.48 si nota come le azioni sismiche ottenute applicando lo spettro di normativa siano più gravose (di circa il 15%) di quelle determinate con riferimento allo spettro relativo al Mainshock.



a)



b)

Figura 2.48 Tagliante sismico: Confronto tra spettro NTC'08 e registrazione AQK (06/04) direzione a) Longitudinale b) Trasversale

Nel dettaglio, sebbene il picco dello spettro 06/04 sia pari a 1.15g, per tutte le chiese il tagliante sismico equivale ad un'accelerazione media pari a 0.25-0.35g.

Questa evidenza risulta alquanto inattesa se si ragiona sulla fig. 2.39 in cui sono illustrati gli spettri a confronto e dalla quale sembrerebbe che, a causa del notevole picco in corrispondenza delle alte frequenze, lo spettro del 6 Aprile 2009 sia molto più gravoso di quello delle NTC'08 e che sia tale da sollecitare l'edificio con accelerazioni medie nettamente superiori ai 0.25-0.35g osservati.

2.4.4 Effetti dell'assenza di modi predominanti

Quanto notato in merito ai risultati dell'analisi modale con spettro di risposta può spiegarsi andando a confrontare la distribuzione delle masse partecipanti corrispondenti ai vari periodi di oscillazione con l'andamento dello spettro di risposta.

Da tale confronto, riportato nelle fig. 2.49-2.52, emerge chiaramente come, al contrario di quanto ci si potrebbe aspettare da strutture in muratura relativamente poco alte come le chiese, i modi che contribuiscono maggiormente al tagliante sismico alla base sono quelli con un periodo superiore a 0.2s; nel dettaglio, considerando come valore di riferimento $T=0.18s$ si vede chiaramente come, per tutti e quattro i casi studio, le masse partecipanti associate ai modi con $T>0.18s$ costituiscano una percentuale mediamente pari al 75% della massa partecipante cumulativa dei primi 100 modi di vibrare.

Si comprende quindi che le chiese si comportano come strutture "non convenzionali" se confrontate con i comuni edifici in muratura caratterizzati solitamente da una certa regolarità strutturale e da un comportamento dinamico "standard".

E' inoltre chiaro come dai risultati ottenuti si abbia conferma della possibilità (e dell'importanza) di eseguire analisi sismiche di edifici a pianta basilicale considerando i singoli macroelementi che, come appare evidentissimo non solo dal risultato numerico (dispersione delle masse partecipanti) ma soprattutto dall'osservazione delle forme modali (Appendice B), tendono a comportarsi come parti strutturali quasi indipendenti tra loro.

In merito a quanto appena affermato, vanno fatte delle dovute precisazioni in merito alla trasmissione delle azioni tra elementi sollecitati perpendicolarmente o parallelamente al proprio piano medio che necessariamente porta ad una interazione senza la quale si avrebbe il ribaltamento quasi certo dei macroelementi sollecitati perpendicolarmente al proprio piano medio.

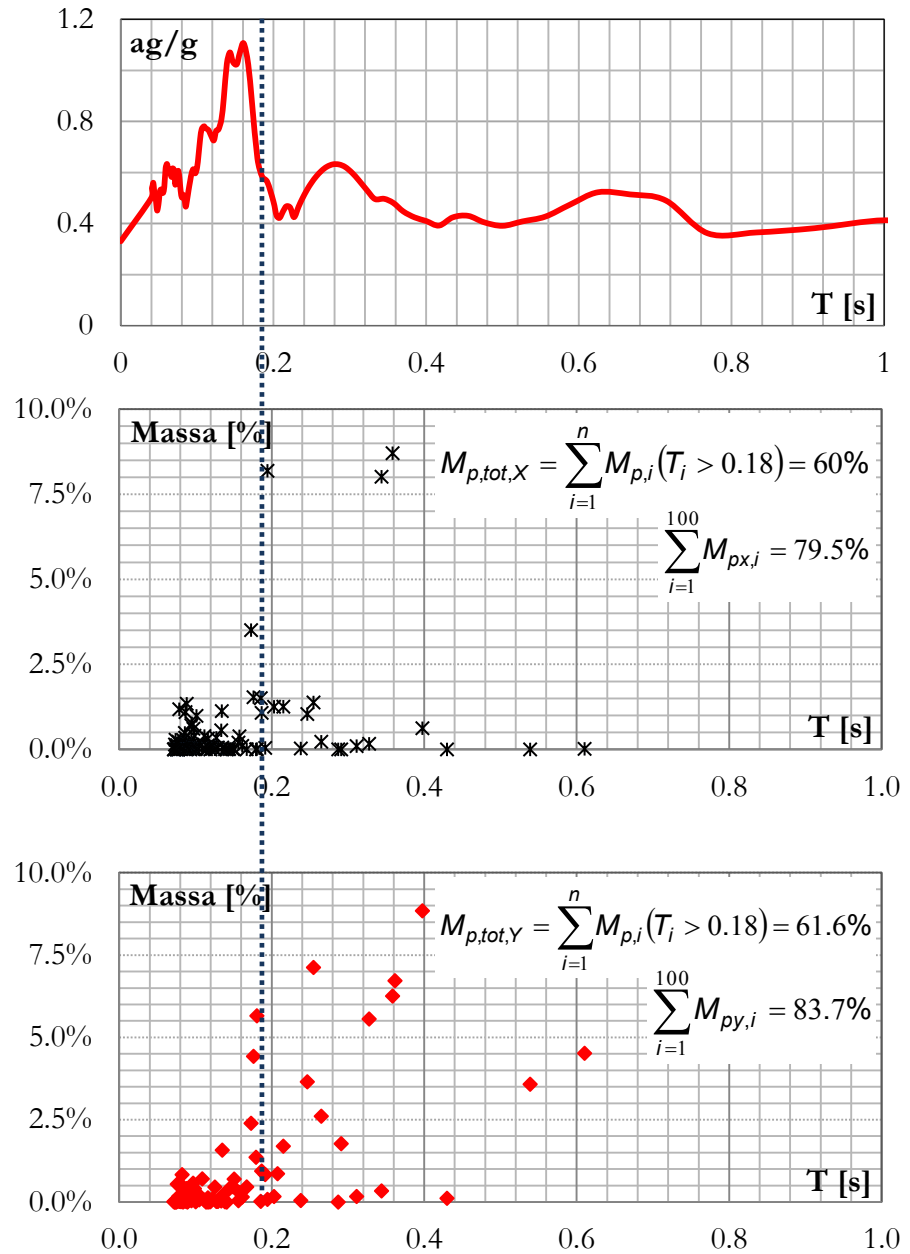


Figura 2.49 Chiesa di S. Giusta: Confronto tra la distribuzione delle masse partecipanti e dell' accelerazione spettrale

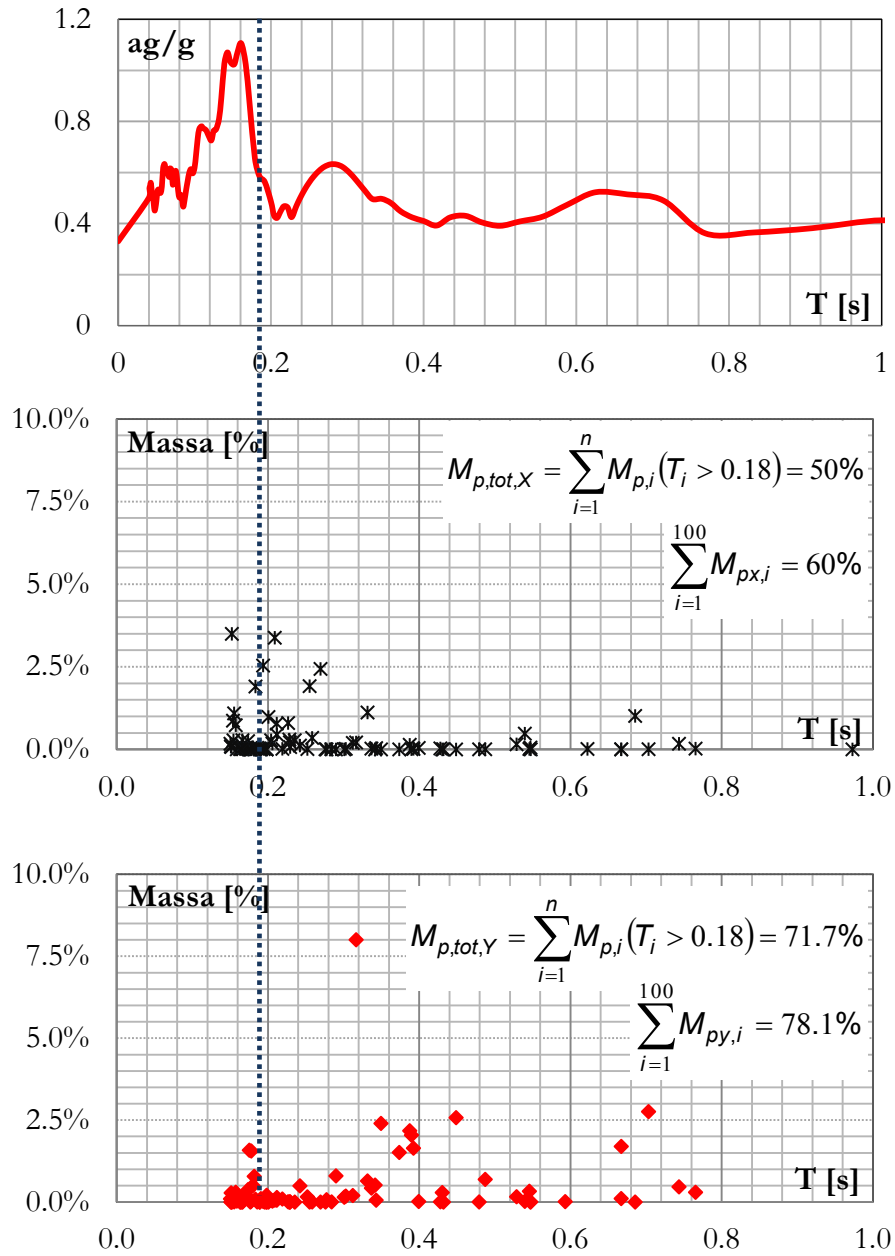


Figura 2.50 Basilica di S. Maria di Collemaggio: Confronto tra la distribuzione delle masse partecipanti e dell' accelerazione spettrale

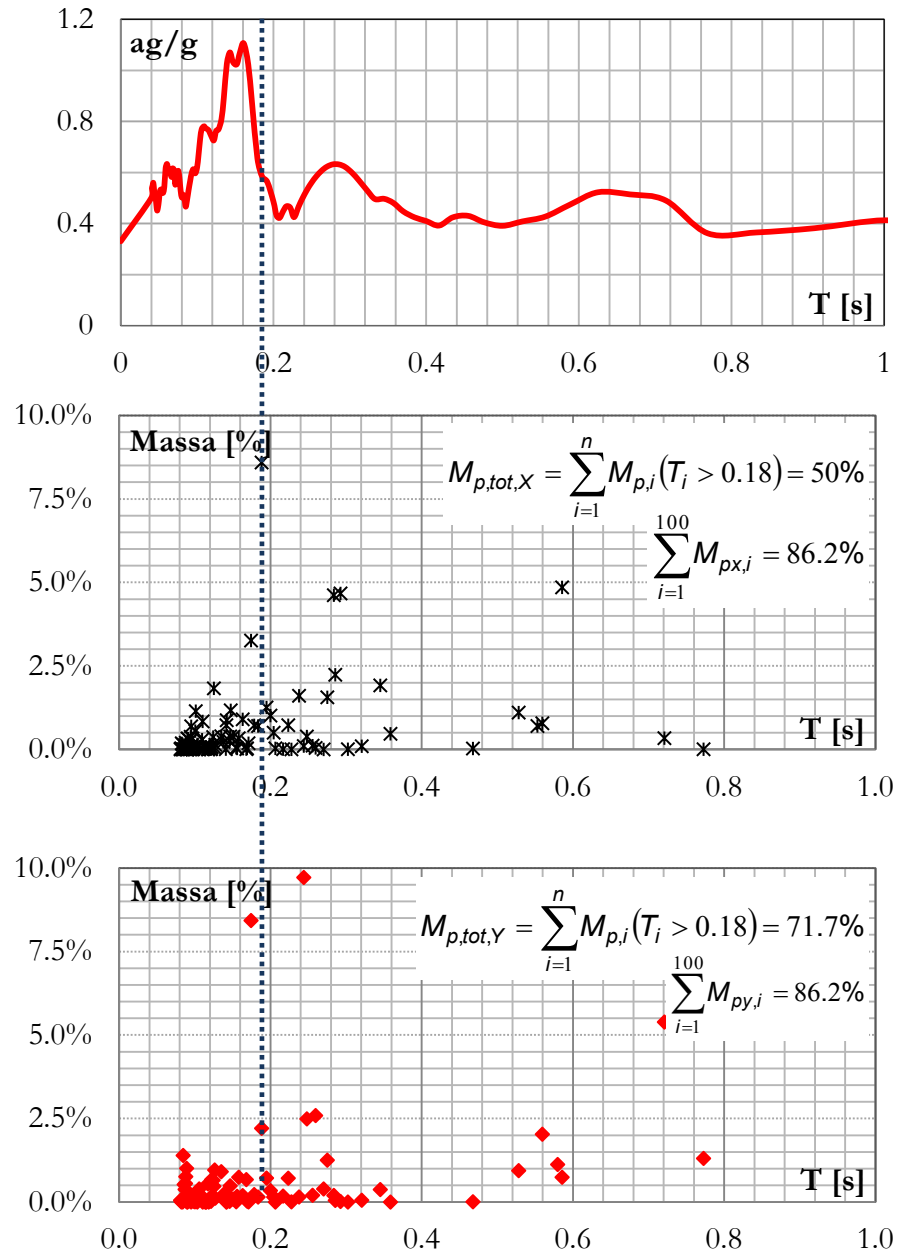


Figura 2.51 Chiesa di S. Pietro di Coppito: Confronto tra la distribuzione delle masse partecipanti e dell' accelerazione spettrale

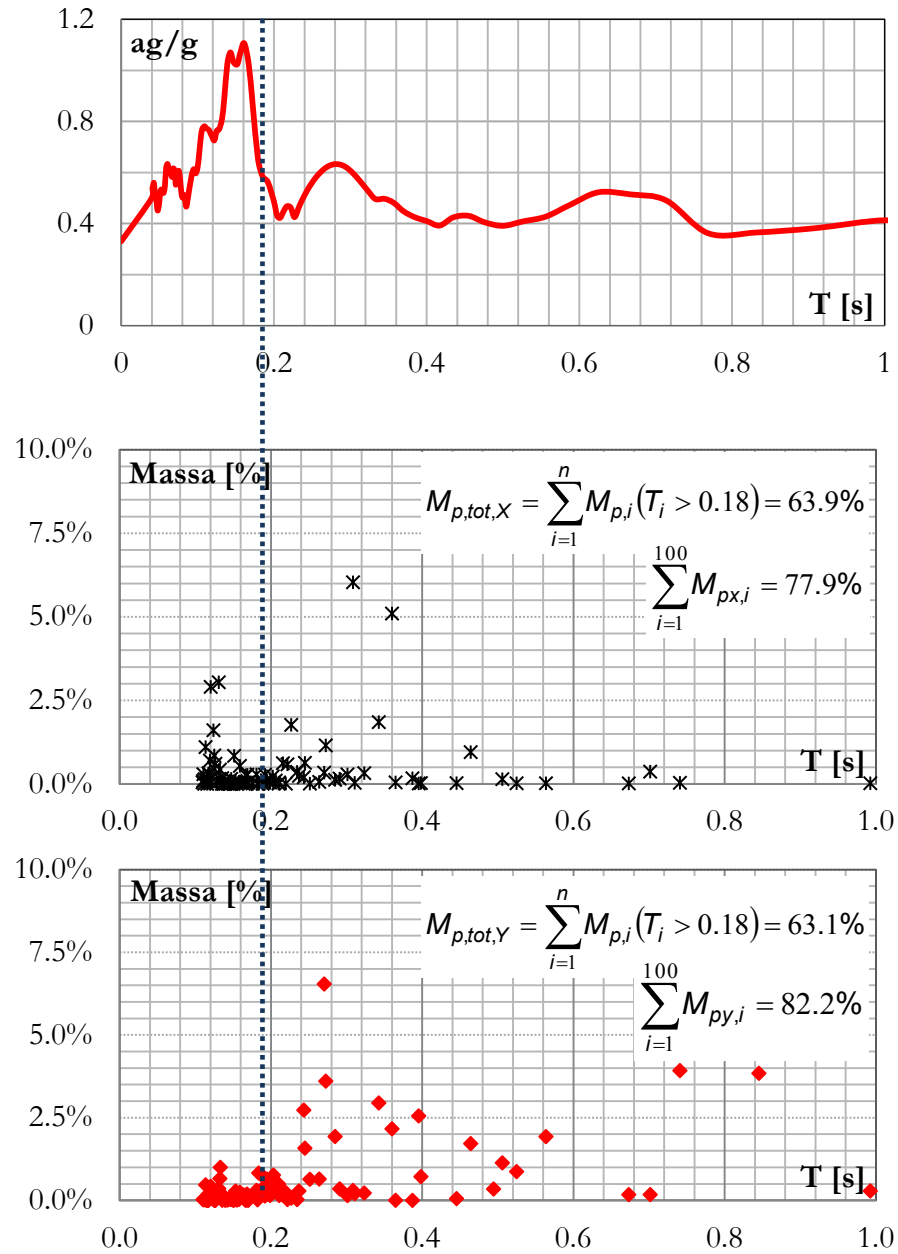


Figura 2.52 Chiesa di S. Silvestro: Confronto tra la distribuzione delle masse partecipanti e dell' accelerazione spettrale

In base a quanto appena esposto, è chiaro come il calcolo delle azioni sismiche su edifici a pianta basilicale attraverso l'analisi modale con spettro di risposta effettuata su modelli globali perda di significato (o forse di necessità) ed è probabilmente possibile condurre la verifica sismica direttamente considerando ciascun singolo macroelemento. A tale scopo, si propone una possibile metodologia che permette di calcolare le azioni sul singolo macroelemento a valle dell'analisi modale di modelli globali.

2.4.5 Una possibile procedura per le verifiche locali di sicurezza

Alla luce di quanto esposto nel precedente paragrafo viene qui proposta una possibile procedura da applicare per il calcolo delle sollecitazioni finalizzato alla successiva verifica dei macroelementi.

La procedura si articola sostanzialmente nei seguenti passi:

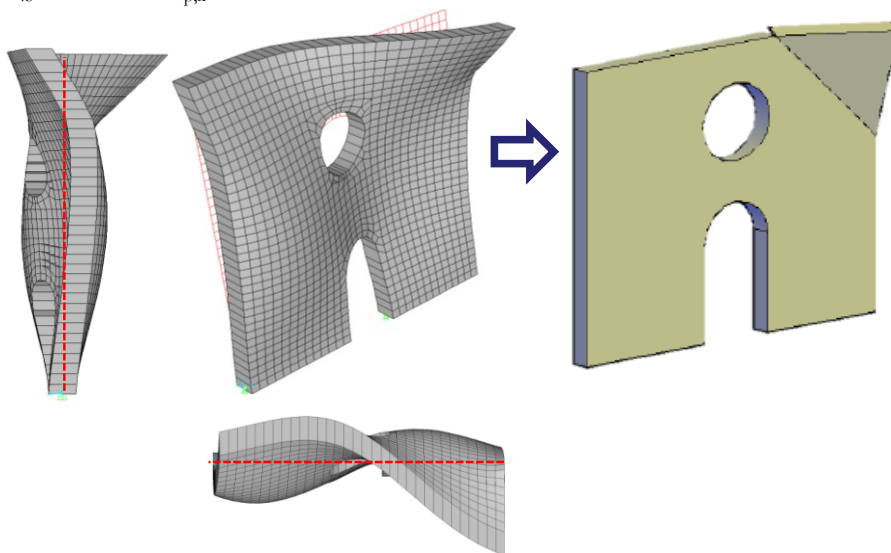
- Individuazione dei modi di vibrare del modello globale in numero tale da descrivere efficacemente il comportamento dinamico della struttura
- Individuazione dei modi ai quali corrispondono masse partecipanti significative ($>1\%$) che se eccitate producono forze d'inerzia non trascurabili
- Identificazione, per ciascuno dei modi principali, del meccanismo (tra quelli noti e codificati dalle LL.GG. 2006 e 2010) corrispondente alla forma modale individuata
- Determinazione delle accelerazioni spettrali
- Verifica del macroelemento con metodologie note (analisi limite, verifiche di resistenza, ecc.)

Tale metodologia permette quindi di coniugare i vantaggi derivanti dall'osservazione dei risultati dell'analisi modale del modello globale (facilità nella scelta, non sempre scontata, del meccanismo di riferimento) con la semplicità nell'effettuare le verifiche di sicurezza macroelementi presi singolarmente.

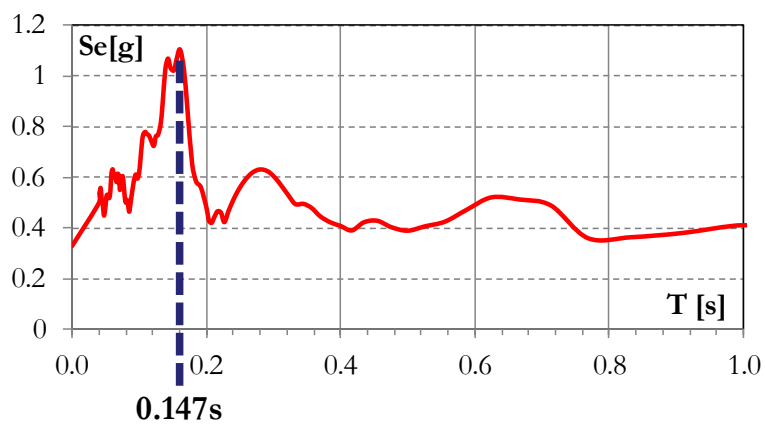
Per rendere più chiara la procedura se ne riportano due schemi applicativi per le facciate delle chiese di S. Pietro di Coppito (fig. 2.53) e di S. Silvestro (fig.2.55).

Modo 43:

$T_{43} = 0.147s$, $M_{p,x} = 1.2\%$



a)



b)

Figura 2.53 Applicazione della procedura proposta al macroelemento "facciata" della chiesa di S. Pietro di Coppito



Figura 2.54 Danni alla facciata della chiesa di S. Pietro di Coppito in seguito al sisma del 2009

Dall'applicazione della procedura alla facciata della chiesa di S. Pietro di Coppito (fig. 2.53) si nota come al modo 43 corrisponde una massa partecipante non trascurabile pari all'1.2% in direzione Longitudinale; osservando la deformata modale relativa al 43° modo si nota come questa corrisponda al meccanismo di ribaltamento dello spigolo della facciata.

L'accelerazione spettrale letta sullo spettro di risposta ricavato dall'accelerogramma del Mainshock del 2009 in corrispondenza del periodo $T=0.147$ è coincidente con l'accelerazione di picco ($Se=1.15g$) e dunque tale da indurre il crollo parziale del macroelemento che effettivamente si è verificato, come illustrato in fig. 2.54.

Applicando la procedura anche alla chiesa di S. Silvestro si nota che il modo 22 ($T=0.34s$) eccita una massa pari all'1.84% alla quale corrisponde un meccanismo di ribaltamento dello spigolo della facciata opposto alla torre campanaria. Al periodo del 22° modo corrisponde un'accelerazione spettrale $Se=0.5g$ che risulta molto più bassa rispetto a quella determinata in precedenza per la facciata della chiesa di S. Pietro di Coppito.

Modo 22:

$T_{43} = 0.34s$, $M_{p,x} = 1.84\%$

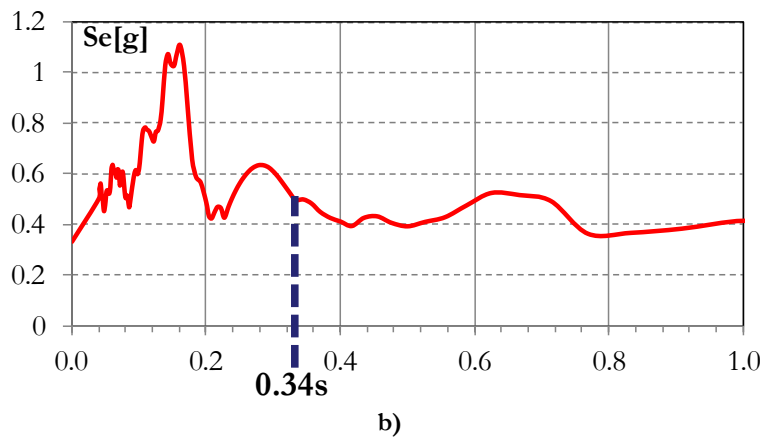
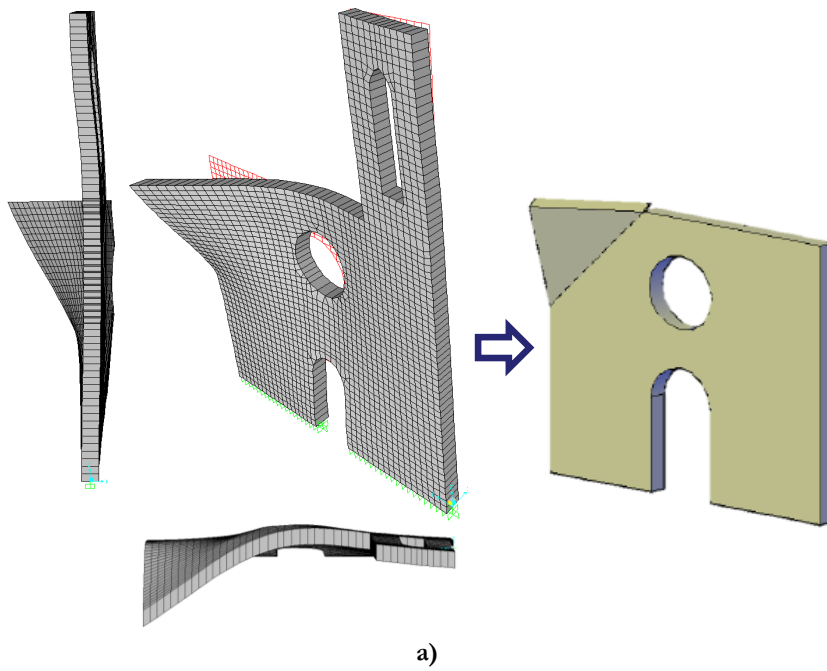


Figura 2.55 Applicazione della procedura proposta al macroelemento "facciata" della chiesa di S. Sivestro

Essendo le due facciate caratterizzate, oltre che dallo stesso orientamento geografico, anche da rapporti geometrici, materiali e dimensioni simili, la differenza tra le accelerazioni spettrali individuate costituisce quindi, molto probabilmente, la spiegazione al differente stato di danneggiamento osservato sui due monumenti durante i sopralluoghi successivi al sisma (fig. 2.37).

In entrambe le chiese si è attivato il meccanismo di ribaltamento della facciata ma, mentre per la chiesa di S. Pietro di Coppito esso ha portato ad un collasso locale, per la chiesa di S. Silvestro ha portato alla sola formazione di lesioni; ragionando in termini di livelli di attivazione del meccanismo (come da scheda per il rilievo del danno sismico ai monumenti), si hanno a confronto un livello 5 (Crollo) ed un livello 3 (Danno grave).

3 MODELLAZIONE DI PARETI IN MURATURA SOLLECITATE NEL PIANO

3.1 PREMESSA

All'interno del capitolo è contenuta una breve carrellata su quelli che sono i principali approcci (con particolare attenzione a quelli semplificati) per l'analisi del comportamento di pareti in muratura sollecitate nel piano da azioni sismiche.

A questa panoramica iniziale farà seguito una descrizione dei criteri di resistenza impiegati per la verifica dei pannelli murari a cui seguirà una più approfondita illustrazione delle tecniche di modellazione implementate nei softwares (ABAQUS 6.10, 3D Macro, 3Muri) impiegati per l'analisi di un campione significativo di edifici in muratura e che sono messe a confronto nel capitolo successivo.

Infine si aggiunge un paragrafo dedicato all'applicazione dell'Analisi Limite, solitamente impiegata per l'analisi di meccanismi di collasso fuori piano, adottata nel capitolo 4 come strumento speditivo di controllo per la valutazione della capacità delle pareti sollecitate nel piano.

3.2 APPROCCI "SEMPLIFICATI" PER LA MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO NEL PIANO DI PARETI IN MURATURA

piuttosto che sui modelli FEM che fanno uso di elementi bidimensionali e che portano ad oneri computazionali notevoli, si intende focalizzare l'attenzione principalmente su quei modelli che, grazie ad un onere computazionale ridotto, consentono l'analisi di interi edifici, e che per brevità si denominano come modelli "semplificati", anche se, in alcuni casi, i presupposti teorici o l'implementazione possono essere tutt'altro che semplici. Si resterà quindi nell'ambito della macromodellazione, in cui lo scopo è di cogliere con sufficiente accuratezza il comportamento di macroelementi (pannelli) semplici, mediante i quali è possibile valutare la risposta globale della struttura.

Nel panorama piuttosto articolato dei modelli per l'analisi non lineare di edifici in muratura si ritiene che sia possibile individuare alcuni criteri di classificazione. Una prima distinzione individua i modelli basati sull'analisi limite (Como e Grimaldi, 1985, Abruzzese et al., 1992), in cui ci si limita al calcolo del carico di collasso e del relativo meccanismo. In tali modelli non si studia la deformabilità della struttura in fase elastica e post-elastica, in quanto ci si riconduce in sostanza ad uno studio di equilibri e cinematismi di corpi rigidi. In alternativa a questo approccio di calcolo si trova una ampia casistica di modelli che considerano deformazioni in campo elastico, eventualmente seguite da deformazioni anelastiche. Nell'ambito di questa più ampia famiglia di modelli, si possono successivamente individuare modelli che mantengono una modellazione bidimensionale dei pannelli murari, in alternativa ad una modellazione monodimensionale, in cui si ipotizza di isolare degli elementi murari (maschi, fasce) idealizzabili come travi tozze con comportamento non lineare oppure come bielle (punti).

Nel caso dei modelli di tipo bidimensionale si nota come un ingrediente fondamentale della modellazione sia considerato il comportamento “no tension” del materiale che conferisce quindi una rigidità all'elemento variabile in funzione dello stato di sollecitazione. L'ipotesi di resistenza a trazione nulla può essere di tipo generalizzato (non si ammette trazione in qualunque giacitura) oppure limitato a giaciture particolari (orientate come i letti di malta). L'implementazione della condizione di “no tension” avviene quindi utilizzando tecniche che modificano la geometria degli elementi, al fine di eliminare le zone in trazione (D'Asdia e Viskovic, 1994, fig. 3.1a), oppure mediante una opportuna formulazione del campo di sforzi all'interno del pannello (Braga e Liberatore, 1990, fig. 3.1b).

Considerando i due modelli appena citati, si nota che nelle zone compresse ovvero “reagenti” degli elementi vengono mantenute delle relazioni costitutive di tipo elastico lineare. Per tener conto di eventuali meccanismi di rottura quali ad esempio quelli legati allo schiacciamento della muratura compressa è quindi necessario introdurre delle verifiche sui valori massimi delle tensioni di compressione.

Come si discuterà nelle pagine immediatamente seguenti, anche i meccanismi di rottura per taglio richiedono dei controlli sulle tensioni, in quanto l'ipotesi di comportamento no-tension non è necessariamente cautelativa nei confronti di tali meccanismi. Nei due modelli citati si utilizzano quindi dei criteri di verifica della resistenza nei confronti di

alcuni possibili meccanismi di rottura delle parti reagenti, e l'analisi viene interrotta se uno dei criteri risulta violato.

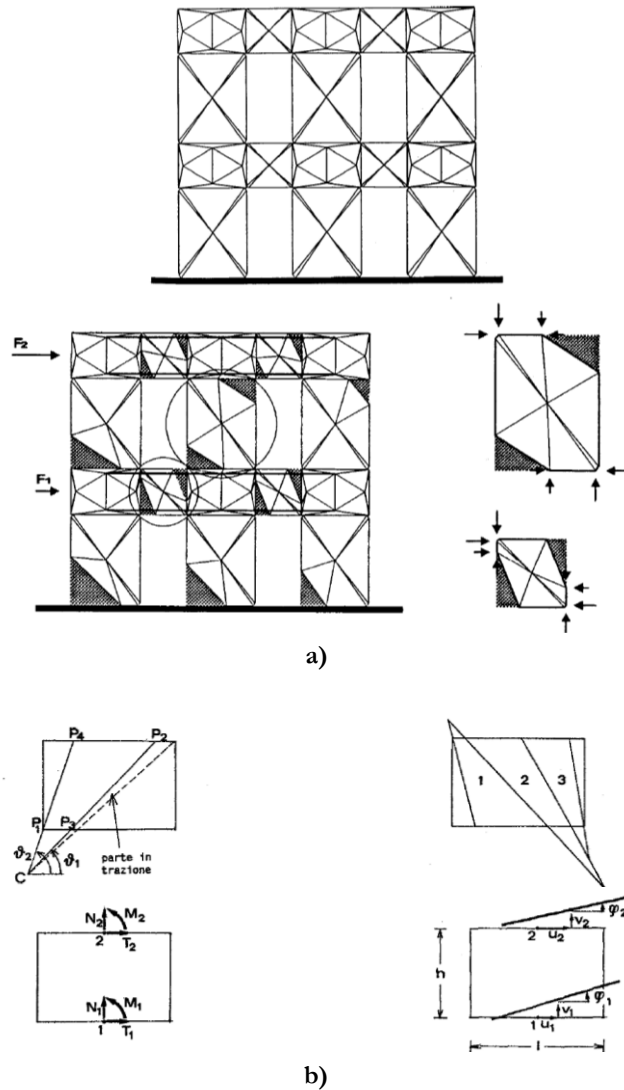


Figura 3.1 a) Modello a geometria variabile (D'Asdia, 1994), b) Modello con campo di sforzi (Braga, 1990)

Nel caso dei modelli con elementi monodimensionali la classe dei modelli basati sull'idealizzazione a biella o a puntone (Calderoni et al.,

1989) si propone di modellare la porzione reagente del pannello murario mediante un elemento biella la cui inclinazione e la cui rigidezza riproducano in media il comportamento del pannello (Fig. 3.2). Poiché al crescere della parzializzazione consegue una variazione delle proprietà geometriche della biella equivalente (inclinazioni, dimensioni della sezione), anche questi metodi sono classificabili come “a geometria variabile”. La crisi dei singoli pannelli è associata al raggiungimento di una configurazione limite di equilibrio oppure alla rottura per compressione del puntone.

L'altra classe di modelli con elementi monodimensionali fa uso di elementi trave con deformazione a taglio. In questo ambito sono stati proposti sia elementi a rigidezza variabile (basata sul calcolo in sezione parzializzata, Braga e Dolce, 1982) che elementi a rigidezza costante in fase elastica, a cui segue una fase di deformazione plastica (Tomaževic, 1978, Dolce, 1989, Tomaževic e Weiss, 1990). In quest'ultimo caso la non-linearità del comportamento è innescata dal raggiungimento di una condizione limite di resistenza. Gran parte dei metodi basati sul “meccanismo di piano” (fra cui il POR) rientrano in questa classe di modelli.

Un ulteriore importante elemento di distinzione fra i metodi consiste nel numero dei possibili meccanismi di comportamento anelastico, ed in particolar modo dei meccanismi di rottura dei singoli elementi e del complesso strutturale, di cui si discuterà più in dettaglio nei capitoli seguenti. E' appena il caso di ricordare, a titolo esemplificativo, il noto caso del metodo POR i cui limiti principali consistevano:

- a) nel considerare i maschi murari come unica sede di deformazioni e di rotture, senza valutare l'eventualità della rottura di altri elementi fondamentali quali le fasce;
- b) nell'ipotizzare un solo possibile meccanismo di rottura dei maschi murari (rottura per taglio con fessurazione diagonale), trascurando le rotture per ribaltamento o per scorrimento.

Successive proposte di miglioramento del metodo hanno ovviato alla scarsità di meccanismi di collasso previsti introducendo opportuni criteri di rottura aggiuntivi. Non è stato tuttavia possibile ovviare in modo soddisfacente all'altro limite, come conseguenza di un'altra fondamentale problematica del metodo, relativa al modello strutturale d'insieme.

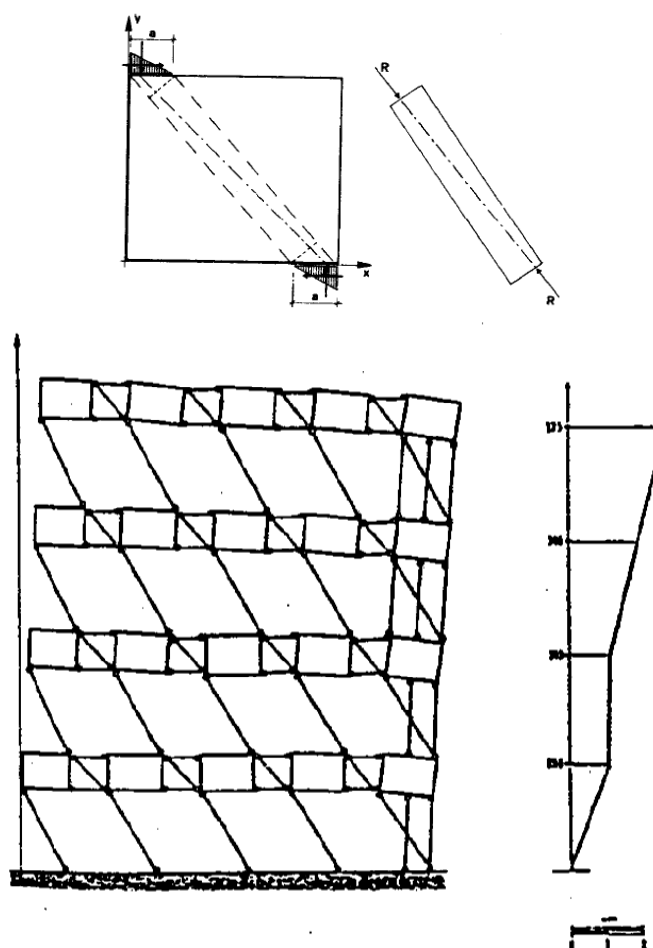


Figura 3.2 Modello a "punti equivalenti" (Calderoni & Pagano, 1987)

Difatti il modello è basato sull'ipotesi di "meccanismo di piano" ed esegue una analisi non lineare taglio-spostamento separatamente per ogni interpiano. Tale approccio, che ha il pregio di semplificare enormemente i calcoli, non può tuttavia prendere in considerazione il problema del calcolo delle sollecitazioni delle fasce se non attraverso calcoli molto approssimati (Braga e Dolce, 1982). Tra l'altro, un'analisi taglio-spostamento interpiano richiede che vengano avanzate delle ipotesi sul grado di vincolo esistente alle estremità dei maschi che dipende imprescindibilmente dalla rigidità e dalla resistenza degli elementi

orizzontali di accoppiamento (fasce murarie e/o cordoli in c.a.), che sono sollecitati in modo crescente al crescere delle forze sismiche orizzontali, e che quindi sono suscettibili di fessurazione o rottura. E' evidente che questi fenomeni possono essere valutati in maniera sufficientemente accurata solamente con una analisi globale della parete multipiano o dell'edificio. L'analisi globale dell'edificio è inoltre l'unica possibilità per evitare violazioni degli equilibri globali e locali; una analisi separata piano per piano non può infatti rendere conto delle variazioni di azione assiale nei maschi murari al crescere delle forze sismiche, che possono influire sulla rigidezza ma soprattutto sulla resistenza dei maschi murari.

Una particolare attenzione merita infine il metodo proposto dai ricercatori dell'Università di Genova (Gambarotta e Lagomarsino, 1996, Brencich e Lagomarsino, 1997). Il modello si distingue dai modelli finora citati in quanto, sebbene possa essere utilizzato per l'analisi non lineare statica, esso mira alla modellazione del comportamento ciclico delle pareti in muratura. Trattandosi di un modello a macroelementi, esso ha quindi il grande pregio di consentire analisi dinamiche con un onere computazionale relativamente ridotto. In base ai criteri finora discussi, la classificazione del modello non risulta immediata. Di fatto, le grandezze cinematiche e statiche utilizzate per la formulazione dell'elemento consistono in spostamenti e rotazioni nodali e in azioni risultanti M , T , N (fig. 3.3), che quindi richiamano i modelli monodimensionali.

Tuttavia, l'introduzione di gradi di libertà interni all'elemento e di opportune considerazioni sui cinematismi di ribaltamento o "rocking" e di taglio-scorrimento conferiscono un carattere di "bidimensionalità" all'elemento, che sembra quindi riprodurre in modo efficace e sintetico le caratteristiche più importanti della risposta non lineare dei pannelli murari. La capacità di riprodurre la risposta ciclica (e quindi i fenomeni di dissipazione per isteresi dell'energia ad essa associati) rende il metodo uno strumento utile e versatile sia nella ricerca che nelle applicazioni pratiche. Esaurita questa sintetica carrellata sui diversi approcci alla macromodellazione, si ritiene opportuno a questo punto affrontare una discussione di maggior dettaglio su alcuni aspetti relativi alla modellazione della risposta non lineare dei "macroelementi", in particolare di maschi e fasce murarie.

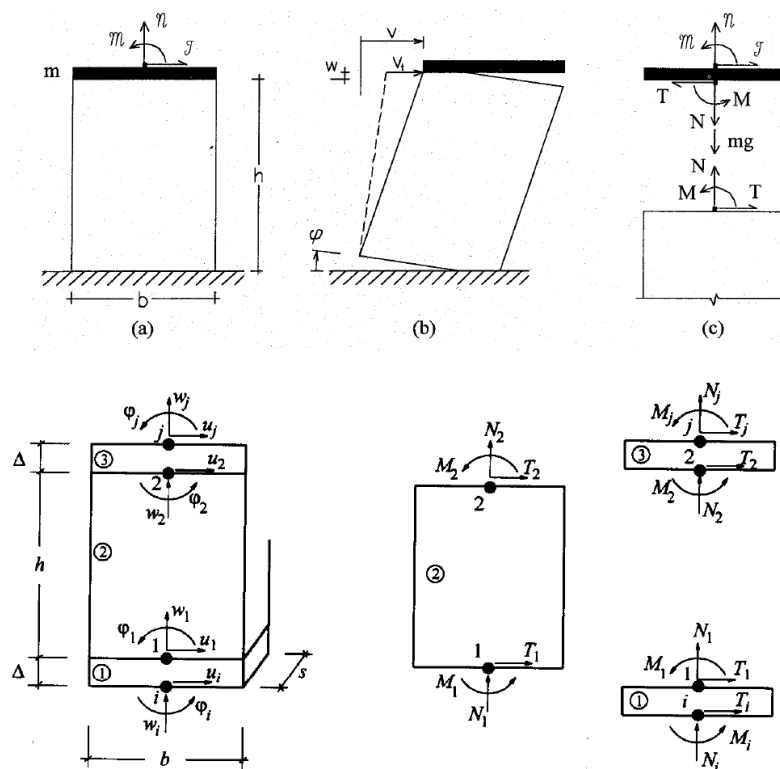


Figura 3.3 Il macroelemento "sandwich" sviluppato da Lagomarsino, Gambarotta, Brencich et al.

In questo panorama un'ultima innovazione è rappresentata dalla implementazione dei software di calcolo (nel dettaglio si tratta del software 3D Macro) di macroelementi di tipo più complesso che modellano il pannello murario come un telaio a maglia rettangolare costituito aste rigide controventato da molle che ne simulano il comportamento a taglio e collegato ai macroelementi adiacenti mediante molle che ne simulano il comportamento flessionale.

3.3 MASCHI MURARI SOGGETTI AD AZIONI SISMICHE: MODELLI TEORICI E SPERIMENTAZIONE

Il problema della risposta di un maschio murario soggetto all'azione sismica viene studiato sperimentalmente utilizzando prevalentemente due configurazioni– tipo di prova, rappresentate in fig. 3.4. Nella prima configurazione (indicata con la lettera a), il maschio è soggetto ad un carico verticale distribuito di risultante P , applicato alla sommità, mantenuto costante e centrato. Successivamente viene applicato uno spostamento monotono o ciclico in testata che genera una forza tagliante V , mantenendo la base superiore del muro libera di ruotare. La trasmissione del carico verticale e della forza tagliante al pannello in muratura viene solitamente realizzata tramite una traversa rigida che consente la distribuzione degli sforzi sulla lunghezza del muro. La seconda configurazione (indicata con la lettera b) prevede invece che la traversa superiore trasli rigidamente senza ruotare, realizzando così una condizione di “doppio incastro” che porta le risultanti di compressione alla base superiore ed inferiore ad avere eccentricità di segno opposto, crescenti al crescere della forza tagliante V . Sebbene si sia affermato che la seconda configurazione approssimi meglio le condizioni di sollecitazione di un maschio murario in un edificio, in realtà le condizioni di vincolo effettive possono essere molto varie, con situazioni intermedie alle due e addirittura con eccentricità dello stesso segno alle basi superiore ed inferiore.

La fenomenologia della risposta in termini di curve taglio-spostamento in entrambi i casi vede due fondamentali tipi di comportamento, uno associato alla rottura “per tensioni normali” (ribaltamento e/o schiacciamento della muratura compressa), e uno associato a meccanismi di rottura per taglio. E' opportuno sottolineare che, mentre in murature realizzate con malta di qualità non particolarmente scadente la rottura per ribaltamento vede solitamente la formazione di una fessura orizzontale alla base del pannello con relativo ribaltamento dell'intero pannello, in assenza di malta (muratura a secco) si ha il ribaltamento di una parte del muro individuata da una linea la cui inclinazione è legata alla forma dei conci e alla loro tessitura (fig. 3.5c-c1 Giuffré et al., 1994). E' opportuno in questa sede sottolineare come la modalità di collasso del pannello murario (ribaltamento/pressoflessione o rottura a taglio) sia inoltre strettamente legata alla sua geometria ed in particolare al rapporto tra base (D) ed altezza (H) come si può facilmente osservare dal grafico

riportato in fig. 3.5a dal quale si nota inoltre una forte analogia con il classico grafico snellezza-carico di punta caratteristico del carico critico euleriano per aste compresse, analogia che risulta ovvia se si pensa al ribaltamento come una forma di instabilità del pannello murario.

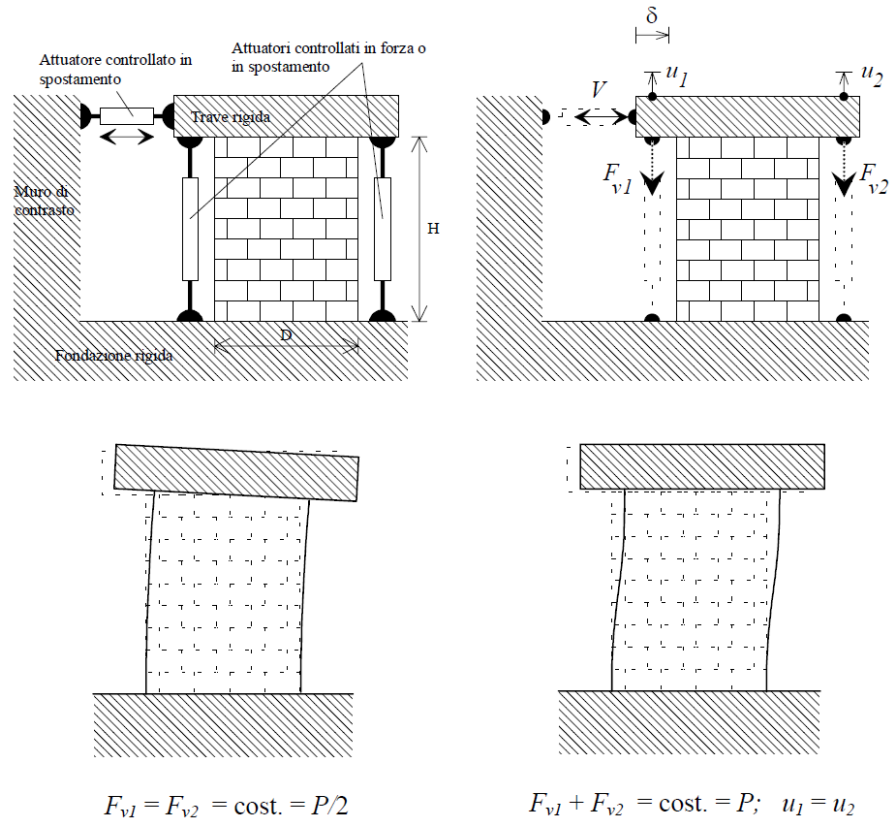


Figura 3.4 Configurazioni di prova per simulare le condizioni di vincolo dei pannelli in esercizio

Da ciò è dunque chiaro, come si vedrà anche nel capitolo successivo, il ruolo importantissimo della geometria nel comportamento delle strutture in muratura.

Fra i meccanismi di rottura per taglio si suole distinguere un meccanismo di scorrimento lungo linee di frattura orizzontali (classicamente lungo i giunti orizzontali se si è in presenza di murature con conci o mattoni regolari), e un meccanismo di rottura con fessurazioni diagonali che si sviluppano in modo abbastanza esteso lungo l'altezza del pannello. Tali

fessure diagonali possono interessare prevalentemente i giunti oppure i conci a seconda della resistenza relativa dei giunti e dei conci e a seconda del livello di compressione media applicata.

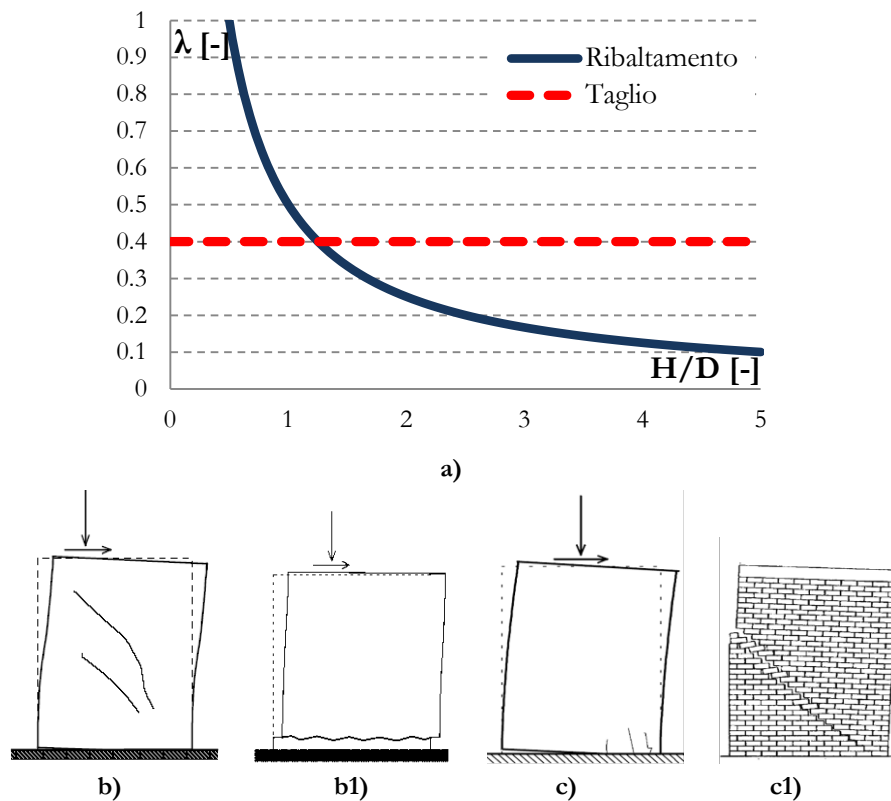


Figura 3.5 a)Variazione del moltiplicatore di collasso a ribaltamento e a taglio al variare della snellezza del pannello, b-b1)Collasso per taglio, c-c1)Collasso per pressoflessione/ribaltamento (in c1) giunti a secco)

Sia nel caso di una risposta dominata da una rottura per ribaltamento o pressoflessione, che da una rottura per taglio, la risposta in termini di curva V- δ , ad esclusione di un breve tratto iniziale ad andamento lineare, è fortemente non lineare (fig. 3.6). Tale deviazione dal comportamento lineare è dovuta principalmente alla parzializzazione delle sezioni, in conseguenza della trascurabile resistenza a trazione dei letti di malta, nonché ad un progressivo sviluppo di deformazioni anelastiche dovute alle sollecitazioni di taglio e compressione nelle porzioni reagenti.

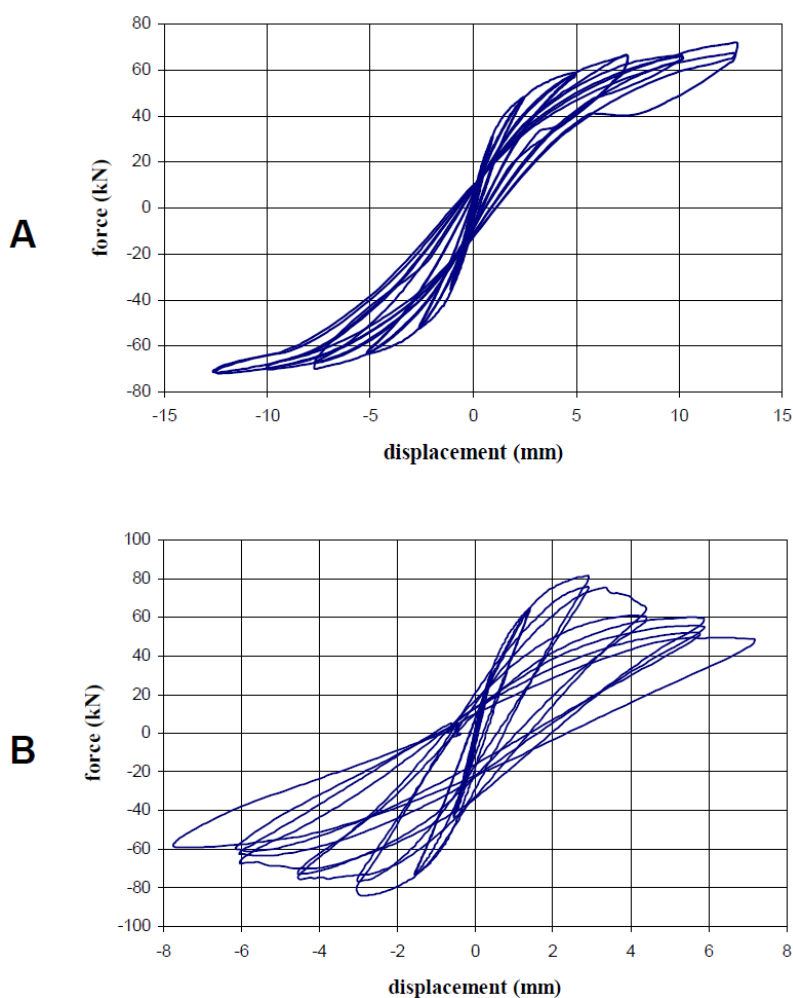


Figura 3.6 Diagrammi F- δ derivanti da prove sperimentali su pannelli murari: a) Rocking, b) Collasso a taglio

Il meccanismo di rottura per ribaltamento (fig. 3.6, A) mostra un inviluppo con andamento quasi asintotico e cicli di isteresi con bassa dissipazione, mentre il meccanismo di rottura per taglio (fig. 3.6, B) è caratterizzato da un inviluppo che presenta un valore massimo, corrispondente approssimativamente alla formazione di fessure diagonali visibili, seguito da un ramo decrescente. Il ramo decrescente è associato alla progressione del sistema di fessure diagonali incrociate, che porta ad

una progressiva disarticolazione del pannello. Nel caso in cui si esegua una prova monotona la pendenza del ramo decrescente della curva tende $V-\delta$ ad essere minore che nel caso ciclico.

Se ci si pone nella prospettiva di modellare anche in modo semplificato le risposte appena descritte, si possono individuare tre fenomeni fondamentali da riprodurre:

- la resistenza del pannello, intesa come valore massimo del taglio resistente V_{\max} ;
- 2. la deformabilità del pannello prima di raggiungere V_{\max} ;
- la deformabilità del pannello dopo il raggiungimento di V_{\max} .

Questa schematizzazione, certamente grossolana, risulta utile se messa in relazione con i modelli illustrati al paragrafo 3.2.

3.4 RESISTENZA DEI MASCHI MURARI

Il calcolo della resistenza del pannello va discusso in relazione al meccanismo di rottura associato. Si discuteranno in questa sede criteri di resistenza espressi in termini di forze e momenti risultanti, quindi idonei all'uso in modelli a macroelementi, dove lo stato tensionale del macroelemento è solitamente descritto in tali termini.

La resistenza a presso-flessione o ribaltamento può essere descritta con diversi approcci che portano comunque a risultati nella sostanza equivalenti. Se per semplicità si suppone di trascurare il peso proprio del muro rispetto alla forza normale P , e si considerano delle condizioni al contorno quali quelle di fig. 3.7, con $|e_{\text{inf}}| \geq |e_{\text{sup}}|$, il valore di V_{\max} è definito dalla condizione di schiacciamento della muratura compressa alla base inferiore del pannello:

$$V_{\max} \cdot H_0 = P \cdot e_{\text{inf}} = M_u = \frac{P \cdot D}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k f_u} \right) = \frac{\sigma_0 \cdot s \cdot D^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k f_u} \right) \quad (3.1)$$

dove: D è la lunghezza della sezione normale del maschio, s lo spessore, $\sigma_0 = P/Ds$ la compressione verticale media sulla sezione dovuta alla forza assiale P , f_u è la resistenza a compressione della muratura, e k è un coefficiente che tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona

compressa. L'altezza H_0 corrispondente alla distanza della base dalla sezione di "momento nullo" coincide evidentemente con H nel caso di fig. 3.4(sx) e con $H/2$ nel caso di fig. 3.4(dx). Se si suppone la muratura infinitamente resistente a compressione la (3.1) si trasforma nella condizione di ribaltamento di un blocco rigido (che è alla base del grafico di fig. 3.5a):

$$V_{\max} \cdot H_0 = \frac{P \cdot D}{2} \quad (3.2)$$

Sia la (3.1) che la (3.2) possono essere corrette facilmente per tener conto del peso proprio del pannello. E' stato mostrato (Como e Grimaldi, 1985) come un'espressione in tutto equivalente alla (3.2) possa anche essere ottenuta come soluzione di un problema di analisi limite qualora si consideri un cinematismo di collasso quale quello di fig. 3.8a con $0 \leq \theta \leq \arctg(H/D)$.

Per tenere conto della resistenza finita a compressione del materiale è possibile considerare un arretramento della cerniera plastica (dovuto all'esistenza, necessaria, di un'area di contatto finita e non puntuale) ipotizzando quindi un cinematismo come in fig. 3.8b, riconducendosi in sostanza al risultato ottenibile con la (3.1).

Nel lavoro citato di Como e Grimaldi la soluzione è ottenuta partendo dall'ipotesi di comportamento monolatero (non resistente a trazione) del materiale. Va precisato che, affinché la (3.2) sia valida, è necessario ipotizzare la presenza di un confinamento laterale alle basi superiore ed inferiore, che escluda meccanismi "locali" simili a quelli riportati in fig. 3.8c-d, associati a disarticolamenti della muratura. Questi meccanismi sono stati rilevati da Giuffrè et al. (1994) su pannelli di muratura assemblata a secco e sono caratterizzati da moltiplicatori a collasso delle forze orizzontali sensibilmente più bassi rispetto al caso in cui sia presente un elemento di contenimento alla base superiore (quale una trave di ripartizione), ma non nulli, come invece apparentemente risulterebbe dall'applicazione integrale dell'ipotesi di comportamento monolatero.

D'altra parte, con tale ipotesi, gran parte dei problemi statici associati alle azioni sismiche non ammettono neppure soluzione, a meno che non si introducano particolari ipotesi di vincolo o elementi resistenti a trazione (catene). È inoltre estremamente importante sottolineare il fatto che sebbene i cinatismi di ribaltamento di fig. 3.8a-b possano richiamare

alla mente una rottura per taglio, soprattutto nel caso in cui la linea di distacco approssimi la diagonale del pannello ($\theta = \arctg(H/D)$), la resistenza ad essi associata non ha nulla a che fare con una rottura per taglio propriamente detta, che è nella maggior parte dei casi governata da meccanismi di diversa natura, anche nel caso di muratura a secco (scorrimenti che chiamano in causa resistenze attrittive).

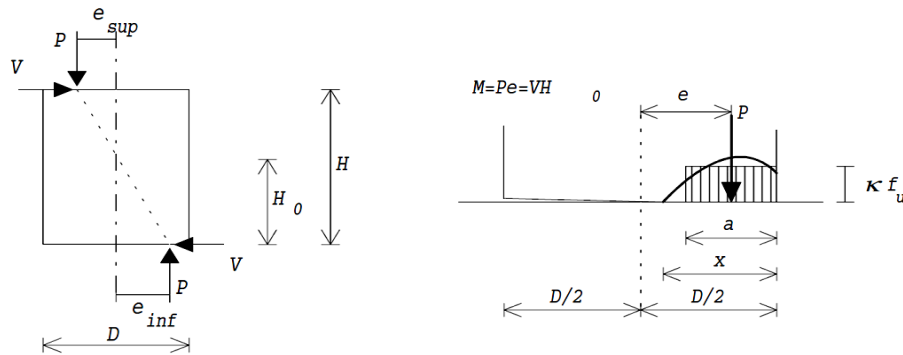


Figura 3.7 Schema semplificato per il calcolo della resistenza a pressoflessione

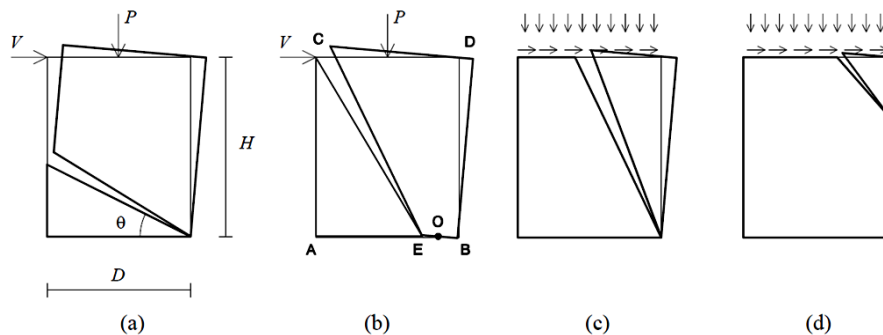


Figura 3.8 Applicazione dell'Analisi Limite: meccanismi di ribaltamento

Nella valutazione della resistenza a taglio è opportuno distinguere fra rottura per fessurazione diagonale e rottura per scorrimento. Nel primo caso uno dei criteri più noti è quello proposto dai ricercatori sloveni. Nei primi anni Settanta Turnšek e Cacovic (1971) ipotizzarono che la rottura per taglio con fessurazione diagonale avvenga quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge un valore limite f_{tu} , assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura. Quindi, relativamente allo stato limite di rottura per taglio con

fessurazione diagonale, l'anisotropia della muratura può essere trascurata, con il notevole vantaggio di utilizzare un singolo parametro di resistenza (f_{tu} per l'appunto). Supponendo in prima istanza che il pannello sia sufficientemente snello da poter essere assimilato ad un solido di De Saint Venant, il criterio si traduce nella seguente espressione della resistenza a taglio:

$$\tau_u = \tau_k \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1.5 \cdot \tau_k}} \quad (3.3)$$

che può essere ottenuta ipotizzando che la rottura si attinga per trazione del materiale ovvero che la resistenza del pannello, sottoposto a carico verticale e orizzontale, si possa determinare come la forza sopportabile fino all'apparire della prima lesione diagonale, che denuncia il raggiungimento del limite di resistenza a trazione.

Esaminando nuovamente il caso di un pannello in muratura vincolato come in fig. 3.4.

Il pannello così vincolato e sollecitato da sforzo normale di compressione e da sforzo di taglio è schematizzabile con un pannello sollecitato come in fig. 3.7.

Si formula l'ipotesi che le tensioni tangenziali provocate dal taglio V presentino, nel baricentro del pannello, valore massimo τ_{max} esprimibile in funzione del valore medio τ_n attraverso la relazione: $\tau_{max} = p \cdot \tau_n$

Essendo p un coefficiente che dipende dalla distribuzione delle tensioni tangenziali lungo la sezione tangenziale del pannello e che varia con le caratteristiche geometriche del pannello e con lo stato tensionale.

Sul valore da adottare per tale coefficiente regna notevole incertezza nonostante le diverse proposte formulate da vari autori (Turnsek, Cacovic, Sheppard, ed altri). Da campagne sperimentali esso risulta sempre compreso nell'intervallo $p=[1;1.5]$ ed in particolare ai fini applicativi si considera:

- per pannelli tozzi ($H/B \leq 1$) $p = 1$;
- per pannelli con $1 < H/B < 1,5$ $p = H/B$;
- per pannelli snelli ($H/B \geq 1,5$) $p = 1.5$.

L'ulteriore ipotesi da farsi è che la rottura del pannello si ha per attingimento della resistenza a trazione della muratura ($\tau_u = \tau_u$ per $\sigma_t = f_{tu}$).

Dunque per effetto dei carichi verticali N ed orizzontali V si ha che lo stato tensionale nella sezione D-s del pannello, nel piano σ - τ , è individuato dal punto di coordinate $(\sigma_n; \tau_n)$, dove:

- $\sigma_n = \frac{N}{(D \cdot s)}$ è la tensione normale media di compressione;
- $\tau_n = \frac{V}{(B \cdot s)}$ è la tensione tangenziale media.

Lo stato di sollecitazione nel centro del pannello può essere rappresentato mediante i cerchi di Mohr (fig. 3.9).

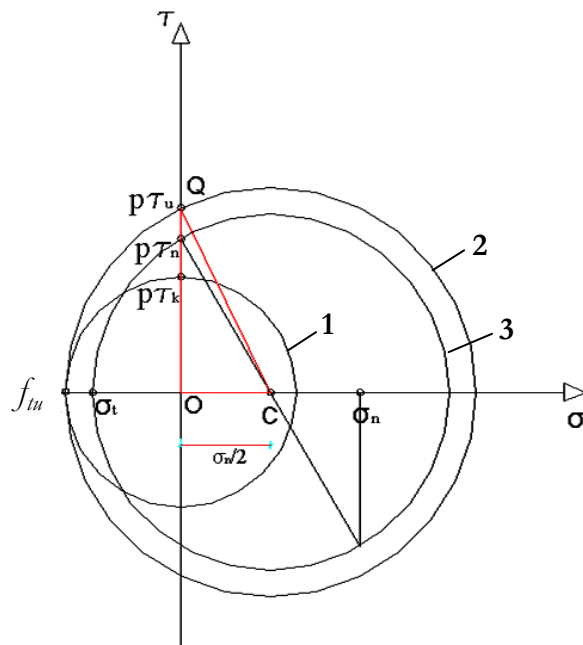


Figura 3.9 Descrizione mediante circonferenze di Mohr della crisi per taglio secondo Turnsek-Cacovic

- Il cerchio di Mohr (1) con centro in O individua lo stato tensionale $(0; p \cdot \tau_k)$ che rappresenta il collasso per taglio puro;

- Il cerchio di Mohr (2) più esterno individua lo stato tensionale $(\sigma_n ; p \cdot \tau_u)$ relativo alla condizione di rottura ($\sigma_n = f_u$);
- Il cerchio di Mohr (3) (con centro in C e concentrico al cerchio 2) individua lo stato tensionale al centro del pannello: $(\sigma_n ; p \cdot \tau_n)$;

Se, mantenendo costante il valore dello sforzo normale N , si fa aumentare progressivamente lo sforzo di taglio V , lo stato tensionale nel centro del pannello può essere rappresentato da circonferenze concentriche di centro C aventi raggio sempre maggiore. La forza orizzontale V può quindi crescere fino a quando la tensione di trazione raggiunge il valore caratteristico f_u e cioè quando il cerchio 3 si sovrappone al cerchio 2.

La relazione analitica che lega le tensioni σ_n , f_u e τ_u si può ottenere applicando il teorema di Pitagora al triangolo QCO di fig. 3.9:

$$|CQ|^2 = |OQ|^2 + |OC|^2 \quad \rightarrow \quad (f_u + \sigma_n/2)^2 = (p \cdot \tau_u)^2 + (\sigma_n/2)^2$$

Quando lo sforzo normale N è nullo ($\sigma_n=0$), per definizione, la τ_u assume il valore di τ_k e la precedente relazione si scrive nella forma $f_u = p \cdot \tau_k$ e il corrispondente stato tensionale è rappresentato dal cerchio di Mohr 1.

Nel pannello sollecitato da taglio e da sforzo normale ($V \neq 0$; $N \neq 0$), sostituendo: $f_u = p \cdot \tau_k$ nella (1), si ottiene:

$$(p \cdot \tau_k)^2 + (\sigma_n/2)^2 + p \cdot \tau_k \cdot \sigma_n = (p \cdot \tau_u)^2 + (\sigma_n/2)^2 \quad (3.4)$$

da cui, la tensione tangenziale media di collasso:

$$\tau_u = \tau_k \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{p \cdot \tau_k}} \quad (3.5)$$

Inserendo infine nella (3.5) $p = 1.5$ si ottiene quindi l'espressione (3.3). Passando dall'espressione della resistenza a taglio in termini tensionali e quella in termini di resistenza del maschio murario si ha:

$$V_u = (D \cdot s) \cdot \tau_u = (D \cdot s) \cdot \tau_k \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1.5 \cdot \tau_k}} \quad (3.6)$$

Oltre che da tutte le norme e le metodologie di calcolo ispirate al metodo POR, tale formulazione è quella proposta dalla Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008" per la verifica a taglio di pannelli murari nel caso di edifici esistenti con muratura irregolare o caratterizzata da blocchi non particolarmente resistenti (tufi, calcari teneri, ecc.).

Successivamente, per applicare la (3.6) anche a pannelli tozzi fu proposto di utilizzare valori di p variabili con il rapporto di forma H/D del pannello (Turnšek e Sheppard, 1978). Un criterio approssimato è stato proposto da Benedetti e Tomazevic (1984) con $p = 1.5$ per $H/D \geq 1.5$, $p = 1$ per $H/D \leq 1.5$, e $p = H/D$ per $1 < p < 1.5$.

Questa formulazione riproduce in maniera sufficientemente accurata la dipendenza della resistenza a taglio dal carico assiale su pannelli soggetti a prove di taglio in cui viene mantenuto il parallelismo delle basi superiore e inferiore del pannello, cioè con condizioni di vincolo di doppio incastro rotazionale, a cui corrisponde idealmente la condizione $M_{sup} \cong M_{inf}$.

Esistono tuttavia alcuni dubbi sulla sua validità al variare del rapporto di forma dei muri e delle condizioni di vincolo, soprattutto quando la muratura abbia un carattere spiccatamente anisotropo, come ad esempio nel caso di murature di mattoni in laterizio con malta relativamente debole (Magenes e Calvi, 1997).

La tradizionale alternativa all'approccio basato sulla resistenza a trazione convenzionale è l'approccio "alla Coulomb". In questo caso la resistenza a taglio della muratura viene espressa nella forma:

$$\tau = c + \mu\sigma \quad (3.7)$$

in cui gli sforzi τ e σ possono avere diverso significato a seconda dell'impostazione del criterio. Secondo l'impostazione seguita da gran parte delle normative sulla muratura (si vedano: Eurocodice 6 ed NTC'08), la resistenza a taglio della muratura è espressa come resistenza

a taglio unitaria moltiplicata per l'area reagente del muro (zona compressa calcolata nell'ipotesi di materiale non reagente a trazione).

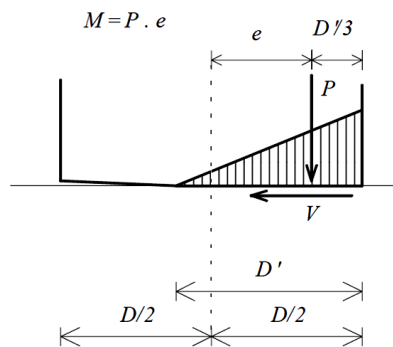


Figura 3.10 Determinazione della lunghezza della zona reagente per pannelli parzializzati

Nel calcolo della resistenza a taglio unitaria si sostituisce allo sforzo normale σ la compressione media della zona reagente. Posta quindi D' la lunghezza della zona reagente di una sezione soggetta ad una azione assiale P con eccentricità $e > D/6$, si ha che, nell'ipotesi di distribuzione lineare delle compressioni (fig. 3.10), vale la relazione:

$$D' = 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{V}{P} \frac{H_0}{D} \right) D \quad (3.8)$$

Dalla quale è risulta chiaro lo strettissimo legame tra la resistenza taglio dei pannelli murari e lo sforzo normale agente; tale relazione lascia quindi trasparire l'enorme sensibilità delle murature ad eventi sismici con forte componente sussultoria che, scaricando il pannello verticalmente, ne annullano, a meno della componente coesiva, la resistenza a forze orizzontali.

La (3.7) è adatta a descrivere una rottura per scorrimento piuttosto che per fessurazione diagonale e quindi va considerata in aggiunta alla (3.6), ed assolutamente le due espressioni non devono essere viste come un'alternativa, anche se così potrebbe apparire ad un professionista non esperto di murature che si approccia alla attuale normativa tecnica italiana. Nelle NTC'08 al Capitolo 7, dedicato alla progettazione per azioni sismiche, è riportata infatti la sola formula (3.7), mentre la (3.6) è inserita soltanto nella Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617 come

strumento per la verifica di edifici esistenti laddove se ne ritenga opportuno l'impiego (murature con pietra tenera o a tessitura disordinata).

3.5 DEFORMABILITÀ DEI MASCHI MURARI

Questo tema ha assunto particolare importanza in seguito all'adozione di nuove metodologie per l'analisi delle strutture in muratura, in particolare, se si fa riferimento all'approccio progettuale agli spostamenti ci si rende conto di come la capacità di spostamento della struttura assuma un'importanza equiparabile a alla capacità in termini di resistenza.

Si consideri dapprima il problema della deformabilità del pannello prima del raggiungimento della resistenza ($V < V_{\max}$). Se si assume che l'unico fenomeno significativo sia costituito dalla parzializzazione del maschio ovvero dal comportamento monolatero, è evidente che solo i modelli che riproducono esplicitamente questo tipo di comportamento riescono a cogliere gli elementi fondamentali della risposta, con la progressiva diminuzione della rigidità al crescere della forza orizzontale V .

Un modello che idealizza il maschio murario come un modello monodimensionale di tipo “trave di Timoshenko” (deformabile a taglio) con comportamento elasto-plastico (come nel metodo POR) inevitabilmente riproduce in maniera molto rozza il comportamento deformativo, non solo per quel che riguarda la legge $V-\delta$ ma non tiene conto del fatto che una rottura per ribaltamento di un pannello di maschio è accompagnata da un campo di spostamenti con componenti verticali tutt'altro che trascurabili.

Questo aspetto della risposta è comunque tanto meno rilevante quanto più elevata è la compressione media nel maschio, ovvero quanto minore è la parzializzazione.

Per quel che riguarda il comportamento post-picco, una modellazione semplificata può seguire due approcci. Il primo tra i due approcci consiste nell'assumere un comportamento fragile ovvero di postulare che nel momento in cui si raggiunga una qualunque condizione di rottura individuata da uno dei criteri sopra elencati si abbia il “collasso” del pannello, ovvero la resistenza del pannello si abbatta a zero. Tale approccio semplifica la modellazione ed è sicuramente a favore di sicurezza, ma sembra molto penalizzante soprattutto se si adottano

procedure di progetto/verifica agli spostamenti. Sicuramente una rottura per ribaltamento nel piano consente lo sviluppo di spostamenti orizzontali molto elevati, ma anche nel caso di rottura per taglio il degrado di resistenza dell'involuppo ciclico V- δ presenta una certa gradualità, tale da indurre a parlare (impropriamente) di "duttilità" della muratura. Nei metodi di tipo POR la lunghezza del ramo plastico della legge V- δ che caratterizza il maschio murario tiene conto di una parte della deformazione pertinente al ramo di softening. Si assume cioè che il "collasso" del pannello possa essere associato alla condizione in cui il valore del taglio resistente letto sull'involuppo sperimentale dei cicli degrada oltre un certo limite, espresso come percentuale del taglio massimo. Considerare parte della deformabilità post-picco consente di tener maggiormente conto delle capacità di redistribuzione interna delle azioni in sistemi che possono essere fortemente iperstatici, e che possono quindi trarre notevoli vantaggi da tale redistribuzione. Per restare nell'ambito dei metodi di tipo POR, la deformazione o più precisamente lo spostamento ultimo è tradizionalmente definito in termini di "duttilità" ovvero come multiplo dello spostamento al limite elastico. Nel caso di rottura per taglio è possibile associare lo spostamento ultimo al raggiungimento di una deformazione angolare ultima (o "drift" ultimo, Magenes e Calvi, 1997) facendo riferimento quindi ad una sorta di rigidezza secante del pannello. Questo secondo approccio ha il notevole vantaggio di svincolare la previsione della effettiva capacità di deformazione ultima della struttura dall'accuratezza con cui si modella la rigidezza "elastica" iniziale. L'approccio in duttilità infatti comporta che, supposto di prevedere con sufficiente accuratezza la resistenza, qualunque errore di previsione della rigidezza elastica iniziale si riflette sullo spostamento ultimo, in quanto esso è multiplo dello spostamento al limite elastico ($\delta_u = \mu \cdot \delta_y$).

3.6 FASCE MURARIE SOGGETTE AD AZIONI SISMICHE: MODELLI TEORICI ED EVIDENZE SPERIMENTALI

Una mole di materiale sul comportamento dei pannelli di maschio, derivante da studi specifici, campagne sperimentali ecc., non è altrettanto reperibile in bibliografia per quel che riguarda i pannelli di fascia sui quali non si può fare a meno di notare la carenza di sperimentazione. Ciò può

essere in parte dovuto al fatto che sono i maschi murari il sistema “principale” di resistenza al sisma e ai carichi verticali ma è indubbiamente dovuto anche all'adozione di metodi di calcolo (POR e derivati) che, nell'assunzione di una fascia di piano rigida (pressochè ignorata nel calcolo), consideravano i maschi come gli unici elementi da cui realmente dipendeva il comportamento sismico della costruzione inducendo quindi a privilegiare le ricerche sul comportamento di questi ultimi. Tuttavia, la funzione strutturale delle fasce è tutt' altro che secondaria, anzi, in quanto elementi atti a fornire l'accoppiamento fra i setti murari, possono influenzare considerevolmente il meccanismo di risposta (e di collasso) di una parete multipiano. Tale influenza è tanto maggiore quanto maggiore è il numero di piani di un edificio come si vedrà dai risultati delle analisi riportati nel capitolo successivo.

Lo stato di sollecitazione generato in una fascia dall'azione sismica è analogo a quello riportato in fig. 11d. Il comportamento meccanico di una fascia potrebbe essere studiato analogamente a quello di un maschio, tenendo però presente alcune differenze fondamentali:

- nel caso di murature regolari (ad es. murature di mattoni o a conci squadrate e regolari) l'orientamento dei letti è parallelo all'asse dell'elemento, che è orizzontale;
- l'azione assiale (risultante di compressione parallela all'asse orizzontale) dovuta ai soli carichi da gravità è solitamente bassa se non nulla oltre che difficilmente determinabile a causa dell'elevato grado di iperstaticità del sistema strutturale

Se una muratura è a tessitura regolare e ben organizzata con conci ben ammorsati, la resistenza a taglio è principalmente funzione della compressione normale ai letti e, in misura minore, della compressione in direzione parallela ai letti stessi. Quindi, essendo nella sostanza trascurabile la compressione normale ai letti di una fascia al di sotto delle aperture, la resistenza a taglio di una fascia può essere molto bassa ed è principalmente funzione della coesione offerta dal legante. La resistenza a trazione della muratura in direzione parallela ai letti può essere invece maggiore di quella ortogonale ai letti, ma comunque non di entità tale da renderla affidabile per la resistenza a flessione della fascia stessa.

Se una muratura è invece di tipo irregolare e mal organizzata, il materiale tende ad avere un comportamento pressochè isotropo, e quindi in linea di principio la fascia può essere trattata come un maschio ruotato di 90°.

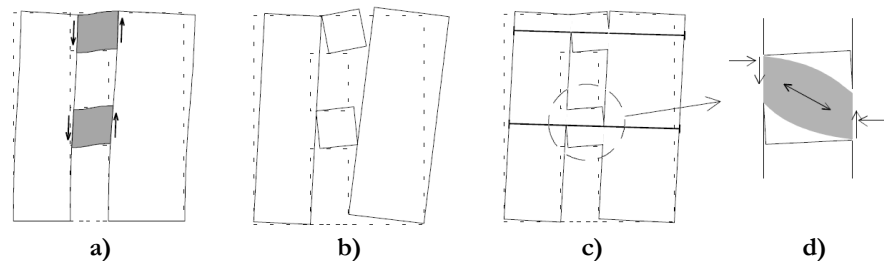


Figura 3.11 Comportamento della fascia di piano in condizioni sismiche

L'accoppiamento che può essere fornito dalle fasce è principalmente funzione della compressione a cui esse sono soggette in direzione orizzontale. Solo questa compressione infatti fornisce la resistenza “flessionale” che impedisce l’attivazione del meccanismo di ribaltamento riportato in fig. 11b. È quindi molto importante la presenza di elementi resistenti a trazione disposti al livello delle fasce stesse, quali catene o cordoli in c.a., che si oppongono a tale meccanismo. Difatti, il meccanismo di fig. 11b, come si vedrà anche nel paragrafo 3.10.2 dedicato all'applicazione dell'analisi limite al comportamento delle pareti nel piano, genera una dilatazione globale della parete in senso orizzontale.

Le catene o i cordoli, opponendosi a questa dilatazione (fig. 11c), generano un incremento di compressione delle fasce, che aumenta la resistenza a flessione delle stesse, e instaura un meccanismo a puntone inclinato che garantisce l'accoppiamento dei montanti murari.

In queste condizioni i meccanismi possibili di rottura delle fasce sono due:

- rottura per compressione eccessiva nel puntone inclinato, (analogo ad una rottura per pressoflessione di un maschio);
- rottura per taglio.

In linea teorica, per entrambi i meccanismi si possono adottare criteri di rottura analoghi a quelli proposti per i maschi murari.

Per lo sviluppo di formulazioni affidabili per il calcolo della resistenza dei pannelli di fascia sono state condotti negli ultimi anni numerosi studi e campagne sperimentali (si veda a riguardo: Cattari & Lagomarsino 2008, Calderoni et al. 2009, Augenti et al. 2013) che hanno portato ad una significativa evoluzione rispetto alla situazione nella quale ci si trovava qualche decennio fa.

Anche da un punto di vista normativo ci sono state significative innovazioni e, fa piacere dirlo, da questo punto di vista, una delle norme più avanzate è quella italiana che, pur non proponendo espressioni di verifica particolarmente raffinate, mostra comunque di non ignorare il problema come avviene in molte altre norme internazionali.

Per il calcolo della resistenza a taglio nel NTC'08 propongono, giustamente, un'espressione che tiene conto dell'assenza di sforzo normale e che considera quindi la resistenza a taglio puro del pannello murario:

$$V_t = b \cdot s \cdot f_{rd0} \quad (3.9)$$

dove:

- h è l'altezza del pannello di fascia
- s è lo spessore della muratura
- f_{vk0} è la resistenza a taglio puro della muratura

Si tratta in sostanza di applicare la formula di Turnsek-Cacovic in assenza di tensione normale. E' proprio questa l'assunzione sulla quale si concentra attualmente il dibattito a livello scientifico; infatti, considerare tensioni normali nulle porta ad una penalizzazione eccessiva nel calcolo della resistenza del pannello di fascia che si riflette inevitabilmente in maniera negativa sulla capacità dell'intera parete.

Per il calcolo della resistenza a flessione viene adottata un'espressione derivante dall'assunzione di materiale anisotropo con ridotta resistenza a trazione:

$$M_u = \frac{H_p \cdot t}{2} \left[1 - \frac{H_p}{(0.85 \cdot f_{hd} \cdot b \cdot s)} \right] \quad (3.10)$$

dove:

- t è l'altezza della fascia di piano
- f_{hd} è la resistenza a compressione della muratura parallelamente alla tessitura muraria
- s è lo spessore della muratura
- H_p è un termine che tiene conto dell'eventuale presenza di cordoli, piattabande, catene o comunque di qualsiasi elemento che, inserito nel pannello di fascia, gli conferisca una resistenza a trazione che non sia solo quella della muratura

L'espressione per il calcolo di H_p è la seguente:

$$H_p = \min(N_{Rd}; 0.4s \cdot t \cdot f_{bd}) \quad (3.11)$$

Dove N_{Rd} è la resistenza dell'elemento resistente a trazione inserito pannello di fascia.

Infine il valore del taglio resistente per il pannello di fascia è pari al valore minimo tra V_t e $V_p = 2M/L$ (L =ampiezza dell'apertura); il termine V_p è calcolato nell'ipotesi che il pannello sia soggetto ad un diagramma del momento con punto di nullo in mezzeria ed inversione del segno alle estremità.

Nell'ambito della ricerca sul comportamento dei pannelli di fascia (una interessante review è contenuta in Beyer & Mangalathu, 2012) esistono modelli di calcolo, come ad esempio quello della norma americana FEMA 306 e quello proposto da Cattari & Lagomarsino (2008), che, invece di considerare un materiale omogeneo anisotropo, per la determinazione della resistenza a trazione della muratura (finalizzato al calcolo della capacità flessionale del pannello di fascia) tengono conto dell'influenza dell'attrito esistente tra gli elementi lapidei di interfaccia dei pannelli di fascia e quelli dei pannelli di maschio. Tali formulazioni, pur essendo più raffinate di quella proposta dalla norma italiana, tengono conto di una singola tipologia muraria (blocchi lapidei di dimensioni regolari e con un buon ammorsamento reciproco) che ben poco rappresenta l'ampissima varietà di tipologie murarie che si incontrano nell'ambito del costruito in muratura italiano e risultano quindi contestabili poiché mancano di "generalità", dote che, nell'opinione del sottoscritto, si impone sia caratteristica di una normativa tecnica di livello nazionale.

3.7 MODELLAZIONE CON ABAQUS 6.10: IL MODELLO "CONCRETE"

Come anticipato nella prima parte del capitolo, per l'analisi di edifici in muratura, l'alternativa all'impiego dei modelli semplificati dei quali si è discusso nel paragrafo 3.2 consiste nel fare ricorso a modellazioni più raffinate che facciano uso di elementi finiti di tipo bidimensionale (shell) o, laddove necessario, tridimensionali (brick).

Per le analisi descritte nel successivo capitolo 4 è stato impiegato il software ABAQUS 6.10 per una modellazione ed un'analisi più raffinate da impiegare come termini di confronto per i risultati ottenuti dalle

analisi semplificate effettuate mediante l'impiego di software di uso più comune in ambito professionale.

Il codice di calcolo ABAQUS è ormai da lungo tempo impiegato, fra le innumerevoli applicazioni possibili, per l'analisi di strutture in muratura poiché dotato di un modello di materiale per il calcestruzzo e per gli altri materiali fragili, sotto carichi relativamente monotoni e basse pressioni di confinamento, definito “concrete”. La fessurazione viene considerata il più importante aspetto del comportamento e domina il modello.

Il modello di fessurazione di tipo diffuso (smeared cracking) caratteristico del modello “concrete” risulta particolarmente adatto allo studio di murature come quella aquilana caratterizzata da un comportamento che tende alla disgregazione piuttosto che alla formazione di meccanismi a blocchi (caratteristici di murature di buona qualità); tuttavia tale modello durante i numerosi anni di impiego in ambito scientifico per lo studio delle murature ha dimostrato di essere efficace anche nell'analisi di strutture in muratura che tendono a presentare un comportamento a blocchi in condizioni di collasso.

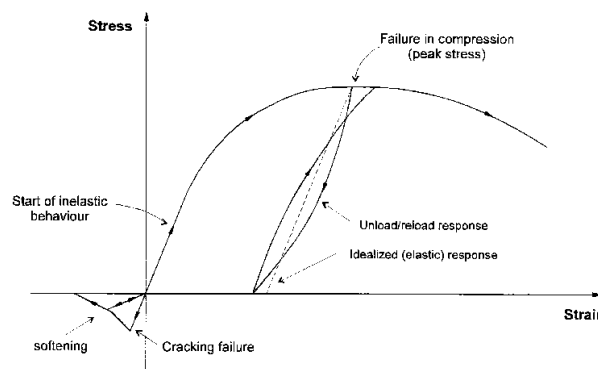
Nei primi steps dell'analisi il software considera come condizione iniziale quella di materiale omogeneo ed isotropo. Questa condizione non è certamente verificata nelle murature “storiche” dove la casualità dell'organizzazione delle pietre e della distribuzione della malta (e dei vuoti), oltre all'indeterminatezza delle proprietà meccaniche dei materiali, rende assolutamente problematica l'assegnazione dei parametri locali. Il modello usato introduce però, nel corso dell'analisi, l'anisotropia indotta dal progredire della fessurazione. Ad ogni passo viene verificato il raggiungimento della curva di rottura che è definita con il criterio di Coulomb mediante i tensori sferico p e deviatorico q . Le componenti di sforzo associate ad una fessura aperta non sono incluse nella definizione della superficie di fessurazione per determinare ulteriori fessure nello stesso punto: si ammette che queste avvengano solo nella direzione ortogonale alle prime.

I legami costitutivi sono calcolati in ciascun punto d'integrazione e la fessurazione influenza tensioni e rigidezze associate allo specifico punto d'integrazione: il risultato è perciò sensibile alle dimensioni della mesh.

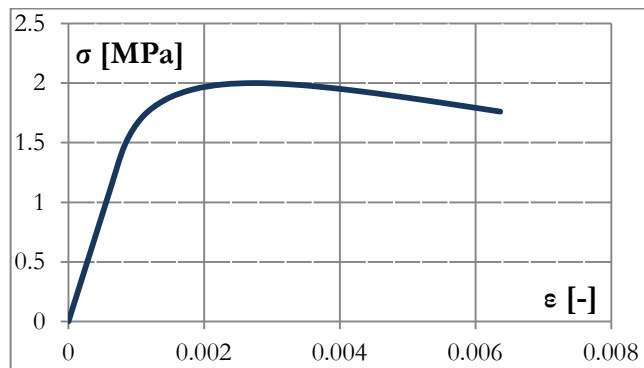
Come già detto, quello in esame è un modello di fessurazione a “macchia” nel senso che esso non traccia “macro” lesioni individuali; piuttosto le calcolazioni costitutive sono effettuate indipendentemente ad ogni punto d'integrazione del modello ad elementi finiti, e la presenza delle lesioni è tenuta in conto nella misura in cui esse influenzano le

tensioni e la rigidezza del materiale associate con il punto d'integrazione. Quando le componenti principali di tensione sono sostanzialmente di compressione, la risposta del materiale è modellata con una teoria elastoplastica, che utilizza una semplice superficie di plasticizzazione scritta in termini dei primi due invarianti di tensione. Sono portati in conto il flusso associato ed un incrudimento isotropo.

Le risposte a compressione e a trazione incorporate nel modello sono illustrate in fig. 3.12a.



a)



b)

Figura 3.12 a) Diagramma σ - ϵ monoassiale per il materiale "concrete", b) Legge costitutiva della muratura considerato nelle analisi

Quando il materiale "concrete" è sollecitato a compressione, esso manifesta inizialmente un comportamento elastico. A partire da un certo valore del carico in poi, si verificano delle deformazioni non recuperabili, e la rigidezza (pendenza della curva tensione-deformazione) diminuisce,

finché, attinto un valore massimo del carico si imbocca un ramo discendente che termina con la rottura vera e propria. Se il carico viene rimosso in un qualsiasi punto del tratto inelastico, la fase di scarico è caratterizzata da una minore pendenza rispetto al tratto elastico iniziale: questo effetto è ignorato dal modello.

Se un provino è sollecitato in regime uniassiale di trazione, esso risponde elasticamente finché, per valori del carico tipicamente pari al 7-10% della resistenza a compressione, la fessurazione procede con tale rapidità che, anche con le macchine di prova più precise, è molto difficoltoso seguire il comportamento reale.

Per l'implementazione del modello è stato assunto che il materiale perda resistenza attraverso un meccanismo di "softening", di "danneggiamento", rappresentato dall'apertura delle lesioni che comportano una perdita di rigidità. Trascurando ogni deformazione permanente associata con la fessurazione, il modello prevede la possibilità che le lesioni si richiudano completamente se lo sforzo diviene di compressione. In stato di tensione pluri-assiale queste osservazioni possono essere generalizzate attraverso il concetto di superficie di rottura e di resistenza ultima nello spazio delle tensioni (fig. 3.13).

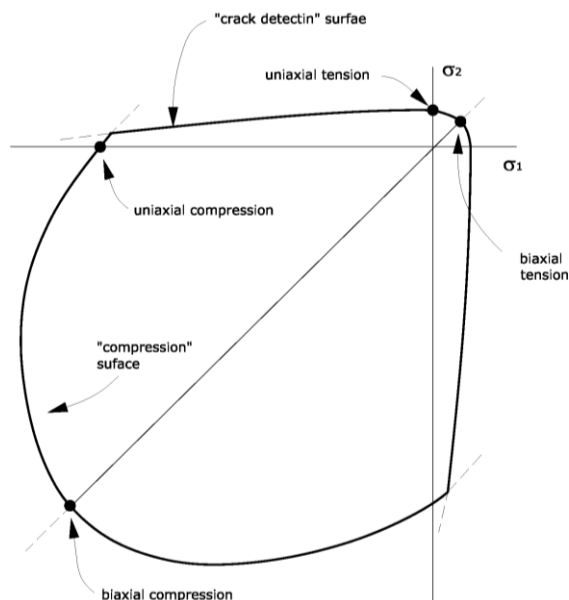


Figura 3.13 Dominio di rottura di riferimento in stato piano di tensione

Poiché ABAQUS è un codice basato sulle proprietà di rigidità, e le operazioni necessarie per definire il comportamento del materiale “concrete” vengono eseguite indipendentemente ad ogni punto di integrazione della parte di modello costituito da questo materiale, la soluzione è nota all’inizio dell’incremento, mentre i calcoli devono fornire appunto i valori delle tensioni e delle rigidità alla fine dell’incremento. Nota quindi la formulazione corrente delle relazioni costitutive, è possibile ottenere le deformazioni. Quando sia stato individuato un “crack”, tutte le grandezze vettoriali e tensoriali vengono ruotate in modo da farle giacere nel sistema di riferimento locale definito dall’orientamento della fessura. L’uso di un tale sistema di riferimento locale semplifica notevolmente la gestione del calcolo.

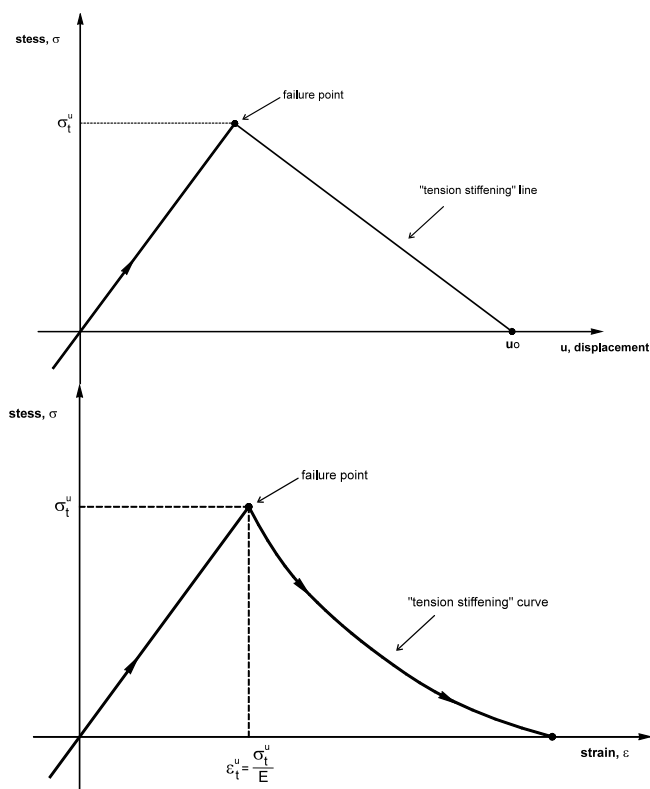


Figura 3.14 possibili andamenti del diagramma σ - ϵ (σ di trazione)

In definitiva, quindi, il modello prevede una superficie di plasticizzazione/flusso per simulare la risposta del materiale in stato

tensionale prevalentemente di compressione, insieme all'elasticità danneggiata per rappresentare la fessurazione. La formazione di quest'ultima è definita da una “*crack detection surface*” che è considerata parte del comportamento elastico. Un'altro aspetto molto importante del modello è il cosiddetto effetto di “*tension stiffening*”, che consiste nell'ipotizzare che una volta attinta la tensione di rottura a trazione, la resistenza non si perda repentinamente, ma la curva tensione-deformazione vada a zero percorrendo un tratto discendente rettilineo oppure curvo, definibile dall'utente (fig. 3.14).

L'utilizzazione del modello “concrete” in ABAQUS richiede quindi la definizione da parte dell'utente dei seguenti parametri meccanici del materiale di riferimento:

- modulo di elasticità E ;
 - modulo di Poisson ν ;
 - legame costitutivo (qualsiasi) assegnato per valori della tensione e corrispondenti aliquote plastiche della deformazione;
 - “*tension stiffening*” ovvero modalità di decadimento della resistenza a trazione, una volta attinta la rottura;
 - “*failure ratios*”:
1. Rapporto tra la resistenza ultima in stato biassiale di compressione e quella in stato uniassiale:

$$R_1 = \frac{\sigma_c^{biassiale}}{\sigma_c^{uniassiale}}$$

2. Raloro assoluto del rapporto tra la tensione uniassiale di rottura a trazione e quella a compressione:

$$R_2 = \frac{\sigma_t^{uniassiale}}{\sigma_c^{uniassiale}}$$

3. Rapporto tra la componente principale della deformazione plastica a rottura in stato biassiale di compressione e quella in stato monassiale:

$$R_3 = \frac{\left(\varepsilon_{pl,c}^{biassiale}\right)_{principale}}{\left(\varepsilon_{pl,c}^{uniassiale}\right)_{principale}}$$

4. Rapporto tra la tensione principale di trazione in condizioni di fessurazione, in stato piano di tensione, e la tensione di rottura in trazione uniassiale:

$$R_4 = \frac{\left(\sigma_{t, fess}^{biassiale}\right)_{principale}}{\sigma_t^{uniassiale}}$$

È da mettere in evidenza come il modello risulti estremamente sensibile ai parametri elencati. In particolare, quelli che sembrano influenzare maggiormente i risultati, sono i “failure ratios” ad eccezione del 3° e del 4° che, come è emerso da analisi di sensibilità appositamente condotte, sono praticamente ininfluenti ai fini del risultato finale.

È da rilevare, come del resto suggerito dallo stesso manuale del software, che la modalità più corretta per determinare gli appropriati valori da utilizzare sarebbe quella di effettuare delle prove sperimentali mirate su provini di dimensioni tali da simulare il comportamento di un organismo murario.

In un secondo momento, si potrebbe tentare di ricavare delle relazioni che forniscano i valori dei rapporti di rottura in funzione delle resistenze dei blocchi e della malta, ovvero del pannello considerato come macroelemento, come alcuni autori e normative hanno proposto per quanto riguarda la determinazione dei moduli d’elasticità. In ogni caso non è possibile prescindere almeno dalle prove di resistenza a compressione e a trazione. Per altro, attese l’aleatorietà delle caratteristiche meccaniche della muratura e la forte sensibilità dei risultati numerici alle variazioni dei rapporti di rottura, è nostra opinione che l’esecuzione di prove mirate sia quantomeno consigliata, soprattutto in esecuzione di calcoli di verifica di fabbricati esistenti e/o storici.

3.7.1 Calibrazione del modello

Al fine di calibrare correttamente i parametri del modello, una procedura di curve-fitting è stata fatta da Giordano et al. (2002) utilizzando i risultati di vari test sperimentali effettuati presso la Divisione Prove Statiche dell’ISMES di Bergamo su pannelli in muratura costituiti da blocchi derivanti dalla demolizione d’edifici napoletani antichi. I pannelli sono stati sottoposti a varie storie di carico, sia monotone che cicliche, al fine di determinare i moduli elastici e la resistenza ultima. Questi dati sono stati utilizzati nel modello agli elementi finiti per definire i parametri del materiale per quanto riguarda la curva σ – ϵ . Estese analisi di sensibilità sono state condotte da Giordano et al. (2002) per

determinazione l'insieme di parametri che permette la migliore corrispondenza tra i risultati sperimentali e quelli ottenuti numericamente.

Il modello, applicato a murature con valori di resistenza molto bassi, appare estremamente sensibile a variazioni anche piccole dei parametri richiesti da ABAQUS per la definizione del modello.

Per quanto riguarda l'opzione "tension stiffening", sebbene potrebbe sembrare non avere senso nel caso della muratura, una bassa resistenza a trazione è stata comunque mantenuta al procedere della fessurazione al fine di stabilizzare l'algoritmo numerico. Inoltre, è opinione dell'autore che l'effetto di "tension stiffening" può modellare in maniera approssimata i fenomeni attritivi e la perdita di coerenza che di solito si riscontrano nel comportamento sperimentale.

L'algoritmo di Riks modificato è stato poi utilizzato per spingere, laddove possibile, l'analisi verso il ramo discendente della curva di carico, senza dover effettuare delle simulazioni in controllo di spostamento. Analisi di sensibilità aggiuntive sono state necessarie al fine di regolare opportunamente la procedura "arc length". Sulla base dei risultati del lavoro condotto da Giordano et al. (2002) e dell'esperienza acquisita in anni di impiego del software, per il modello "concrete" di ABAQUS, si sono adottati i seguenti valori dei "failure ratios":

- $R1 = 1.16$ (valore di default);
- $R2 = 0.03$ (0.09 di default);
- $R3 = 1.33$ (1.28 di default);
- $R4 = 0.3$ (0.33 di default).

Per la modellazione dei macroelementi sono stati utilizzati elementi shell a 4 nodi con integrazione ridotta (elementi S4R5), con 5 punti d'integrazione nello spessore degli elementi. Particolare attenzione è stata posta nell'assicurare una sufficiente regolarità nella mesh, in modo da non includere nel modello elementi con fattori di forma eccessivamente elevati, che avrebbero potuto attivare meccanismi di localizzazione, tipici dei modelli fessurativi.

3.8 MODELLAZIONE MEDIANTE IL SOFTWARE 3DMACRO

Il primo dei due software di uso comune in ambito professionale impiegati per le analisi riportate nel capitolo 4 è il software 3D Macro sviluppato dalla Gruppo Sismica S.r.l.

Il modello di calcolo utilizzato dal software può essere collocato nell'ambito dei cosiddetti macro-modelli essendo basato su una modellazione meccanica equivalente di una porzione finita di muratura concepita con l'obiettivo di cogliere i meccanismi di collasso nel piano dei pannelli murari. Il modello è stato inoltre arricchito al fine di poter cogliere anche i meccanismi fuori piano tipici dei fabbricati murari.

Nella sua definizione piana tale macromodello si colloca come un compromesso tra i metodi semplificati tradizionali (modelli a telaio), e i metodi accurati (elementi finiti non lineari), coniugando i vantaggi dell'uno e dell'altro. La validazione del modello è avvenuta tramite confronti con altre metodologie, ed esistono numerosi lavori scientifici a riguardo (Caliò 2005, 2008, 2010).

L'introduzione del comportamento fuori piano dell'elemento comporta un maggiore onere computazionale associato sia al maggior numero di gradi di libertà che alla necessità di considerare ulteriori molle non lineari per la descrizione del legame costitutivo. Tuttavia, lo svantaggio derivante dal maggiore costo computazionale viene ampiamente compensato dalla possibilità di verificare l'eventuale instaurarsi dei meccanismi di primo modo senza la necessità di individuare a priori i potenziali cinematismi e senza dover ricorrere ai tradizionali metodi dell'analisi limite.

Nel seguito vengono descritti i diversi ambiti di comportamento del macro-elemento dal comportamento statico non lineare delle murature nel proprio piano.

3.8.1 Il macroelemento: Comportamento nel piano

Il modello concepito per la simulazione del comportamento delle murature quando sollecitate nel proprio piano è rappresentato da un modello meccanico equivalente in cui una porzione di muratura viene schematizzata mediante un quadrilatero articolato fig. 3.15 i cui vertici sono collegati da molle diagonali non lineari e i cui lati rigidi interagiscono con i lati degli altri macro-elementi (o con altri elementi) mediante delle interfacce discrete con limitata resistenza a trazione.

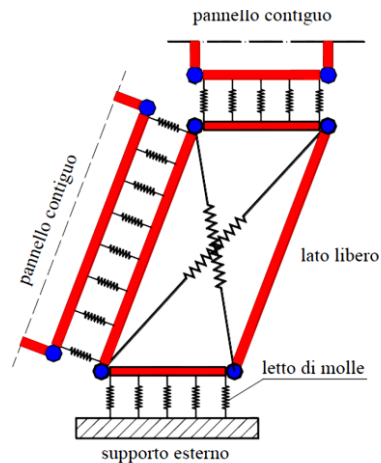


Figura 3.15 Il macroelemento implementato in 3D Macro

Pertanto il modello si può pensare suddiviso in due elementi principali: un elemento pannello costituito dal quadrilatero articolato e da un elemento di interfaccia costituito da un insieme discreto di molle che determinano l'interazione non lineare con i quadrilateri eventualmente adiacenti o con i supporti esterni.

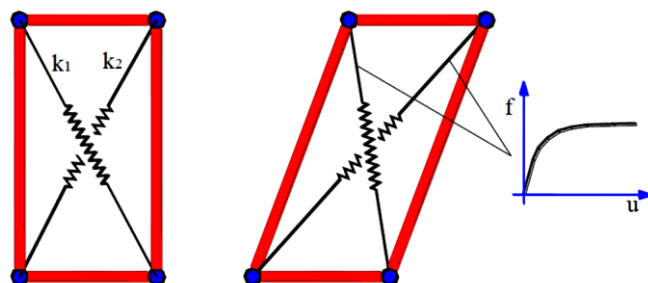


Figura 3.16 Modellazione del comportamento a taglio mediante molle diagonali

Le molle diagonali (fig. 3.16) dell'elemento pannello hanno il compito di simulare la deformabilità a taglio della muratura rappresentata. Nelle molle poste in corrispondenza delle interfacce (fig. 3.17) è concentrata la deformabilità assiale e flessionale di una porzione di muratura corrispondente a due pannelli contigui.

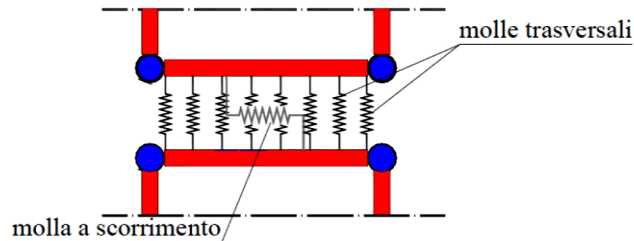


Figura 3.17 Molle di interfaccia: comportamento a pressoflessione ed a scorrimento

Le molle non lineari, nel loro insieme, dovranno simulare i meccanismi di collasso della muratura nel proprio piano. Il numero delle molle in ciascuna interfaccia è arbitrario, e viene scelto in base al grado di dettaglio della soluzione che si intende ottenere; è importante notare che all'aumentare del numero di molle non corrisponde un aumento del numero di gradi di libertà necessari alla descrizione della cinematica del sistema; tuttavia aumenta l'onere computazionale associato alla non linearità delle molle stesse. La fig. 3.17 riporta uno schema meccanico relativo al comportamento piano dell'interfaccia, in esso si può osservare una fila di molle flessionali (ortogonali all'interfaccia) e la molla longitudinale per la modellazione dello scorrimento nel piano.

È importante sottolineare che non vengono formulate ipotesi a priori né sulla dislocazione degli elementi di interfaccia, né sui lati lungo i quali un pannello può interagire con altri pannelli. Il modello prevede la presenza di una interfaccia ogni qualvolta un pannello abbia un lato, o una porzione di esso, in comune con un altro pannello o con un supporto esterno fig. 3.18.

Questo modo di procedere permette di modellare agevolmente schemi strutturali dalle geometrie anche complesse e irregolari.

Il fatto che il pannello sia interagente lungo ciascuno dei suoi lati determina numerosi vantaggi in quanto consente una modellazione efficiente delle fasce di piano in cui l'eventuale azione di confinamento agisce in direzione orizzontale, rende agevole la modellazione dell'interazione della muratura con altri elementi (ad es. cordoli di piano o pilastri) ed inoltre consente di modellare una parete di muratura attraverso una mesh di macro-elementi fig. 3.19.

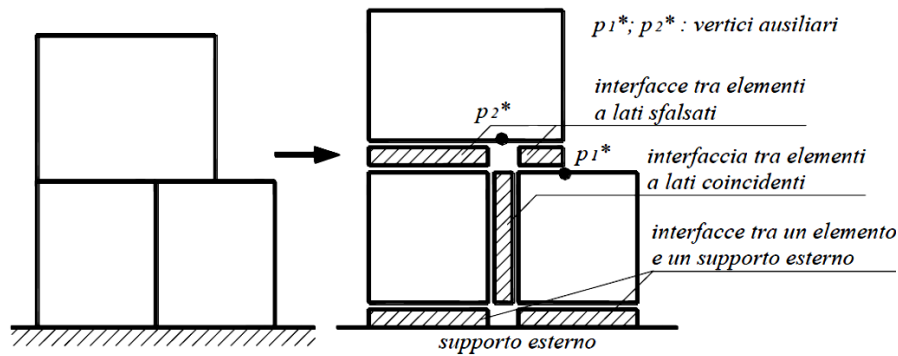


Figura 3.18 Individuazione degli elementi di interfaccia

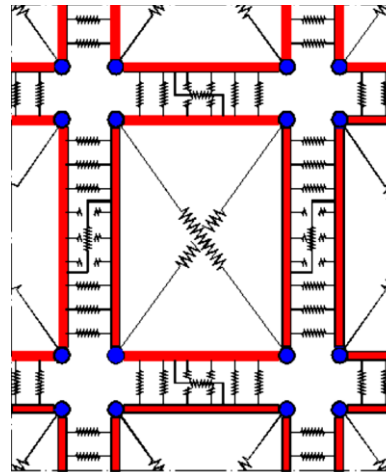


Figura 3.19 Modellazione di una parete mediante una mesh di macro-elementi

La possibilità di suddividere l'elemento murario in una mesh di più elementi più piccoli sembrerebbe ricalcare la filosofia tipica dei modelli agli elementi finiti, tuttavia risulta utile evidenziare alcuni aspetti. Innanzitutto l'utilizzo di una mesh di macro-modelli rappresenta una possibilità e non una necessità, come nel caso dei modelli agli elementi finiti. In questo caso un singolo macro-elemento è già concepito per simulare la risposta del pannello murario che rappresenta, a prescindere dalla sua estensione; una mesh più fitta consente una descrizione più dettagliata della cinematica, oltre alla possibilità di cogliere con maggiore accuratezza il meccanismo di collasso.

Data una generica parete muraria, a partire dalla sua specifica geometria è possibile individuare un numero di pannelli murari minimo che la compongono. Si può tuttavia decidere di schematizzare ognuno di essi mediante un singolo macroelemento oppure suddividerli, tutti o solo alcuni, in più macroelementi (fig. 3.20). L'irregolarità geometrica e di disposizione delle aperture può costituire senz'altro un esempio in cui il ricorso a una mesh più fitta rispetto a quella di base può essere auspicabile non tanto ai fini della valutazione della curva di capacità della struttura, quanto invece al fine di una più corretta valutazione del meccanismo di collasso.

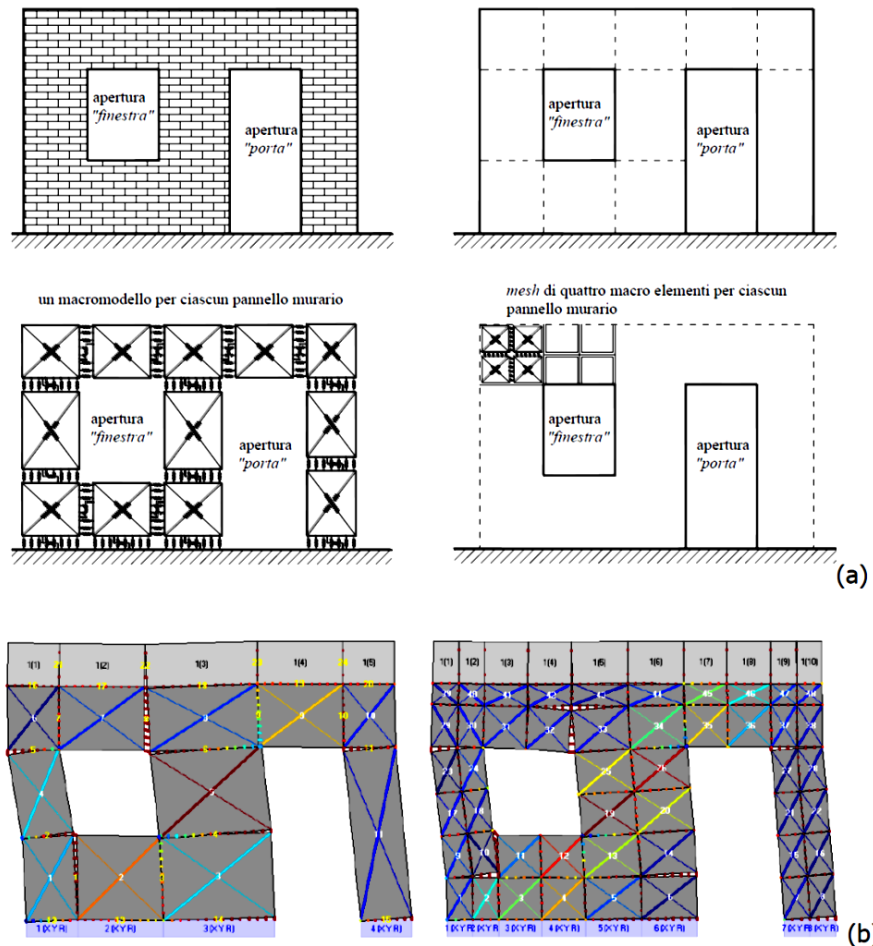


Figura 3.20 Modellazione mediante due differenti mesh: (a) discretizzazione della parete; (b) meccanismi di collasso ottenuti

Di seguito si mostra come il macro-elemento sia in grado di simulare i meccanismi di collasso nel piano della muratura.

Il collasso di un elemento murario caricato verticalmente e sollecitato nel proprio piano mediante azioni orizzontali crescenti si manifesta secondo tre possibili meccanismi, (dei quali si è discusso in 3.4) come rappresentato in fig. 3.21-22. Il meccanismo indicato in fig. 3.21a è di natura prevalentemente flessionale, in esso la rottura è associata alla fessurazione in corrispondenza delle fibre tese e/o allo schiacciamento in corrispondenza delle fibre compresse. Gli altri due meccanismi di collasso rappresentati nelle fig. 3.21b e c, sono meccanismi di rottura a taglio associati rispettivamente alla fessurazione diagonale e allo scorrimento.

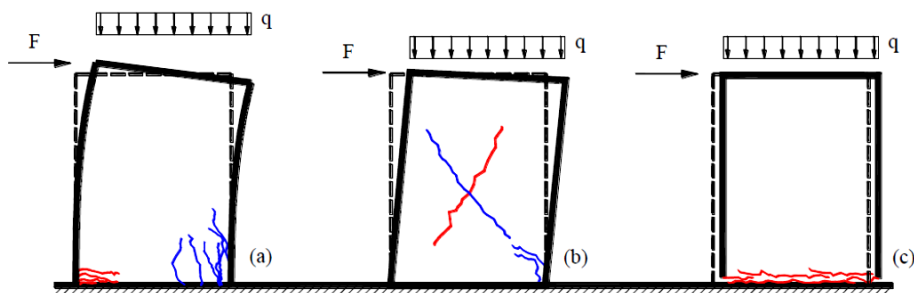


Figura 3.21 Meccanismi di rottura nel piano di un pannello murario: (a) rottura per schiacciamento/ribaltamento; (b) rottura a taglio per fessurazione diagonale; (c) rottura a taglio per scorrimento

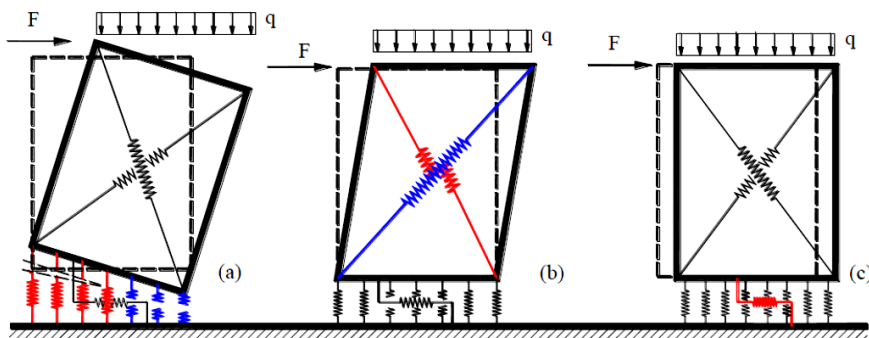


Figura 3.22 Simulazione dei meccanismi di collasso nel piano di un pannello murario: (a) rottura per schiacciamento/ribaltamento; (b) rottura a taglio per fessurazione diagonale; (c) rottura a taglio per scorrimento

Il modello riproduce il meccanismo di collasso flessionale (fig. 3.23), sia nel caso di schiacciamento del materiale che di ribaltamento del pannello, mediante le molle di interfaccia disposte ortogonalmente all'interfaccia stessa; per tali molle viene previsto un legame con limitata resistenza a compressione e comportamento elasto-fragile a trazione. Lo schiacciamento della muratura è quindi associato alla progressiva plasticizzazione a compressione delle molle, la fessurazione viene analogamente associata alla rottura per trazione delle stesse.

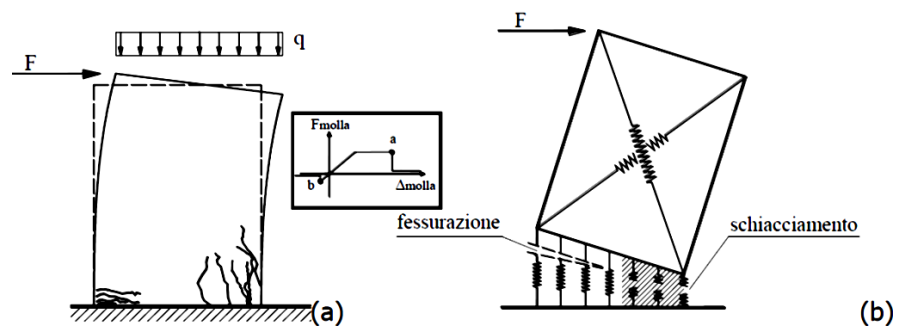


Figura 3.23 (a) quadro fessurativo a flessione; (b) comportamento del modello discreto

Il meccanismo di collasso a taglio per fessurazione diagonale (fig. 3.24) rappresenta senz'altro il più importante e diffuso meccanismo di collasso nel piano. Esso è caratterizzato da un quadro fessurativo costituito da fessure diagonali nella porzione centrale del pannello che si determinano lungo le isostatiche di compressione a causa dell'attingimento della resistenza a trazione. Il modello simula tale meccanismo mediante l'attribuzione di un legame costitutivo non-lineare alle molle diagonali.

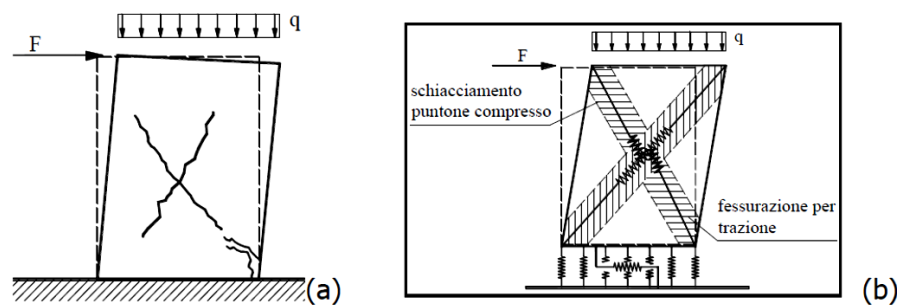


Figura 3.24 (a) quadro fessurativo per fessurazione diagonale; (b) comportamento del modello discreto

Il meccanismo di collasso per scorrimento (fig. 3.25), previsto al Capitolo 7 delle NTC'08 come unica verifica per la resistenza a taglio dei pannelli di maschio (come visto in precedenza), in realtà riveste una certa importanza solo nelle applicazioni in cui si hanno murature con elementi lapidei forti e giunti deboli e diviene possibile solo in presenza di bassi valori di sforzi normali o a seguito di elevate parzializzazioni delle sezioni. Consiste nel mutuo scorrimento tra due pannelli lungo la direzione dei giunti di malta e viene simulato attraverso le molle longitudinali delle interfacce, alle quali viene associato un dominio di scorrimento alla Mohr-Coulomb definito dalla relazione (3.4).

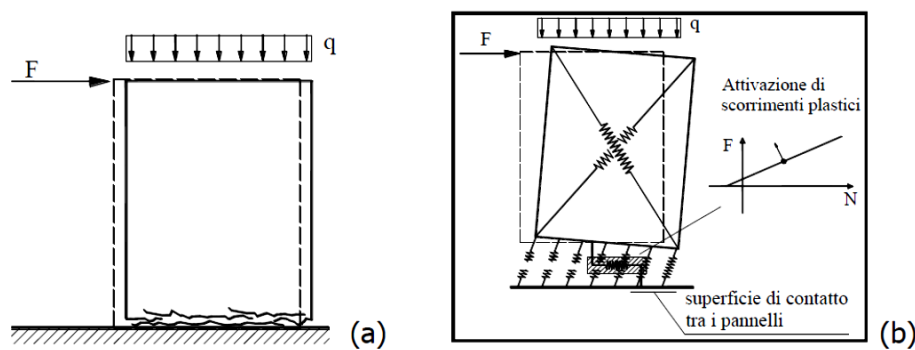


Figura 3.25 (a) quadro fessurativo a scorrimento; (b) comportamento del modello discreto

Il modello consente di cogliere anche l'instaurarsi di eventuali meccanismi combinati.

Nella rappresentazione piana il pannello possiede i tre gradi di libertà associati ai moti rigidi piani a cui occorre aggiungere il grado di libertà che lo rende articolato. Pertanto per descrivere la cinematica di n pannelli occorre considerare $4n$ parametri lagrangiani che sono stati scelti coincidenti con le quattro traslazioni di ciascuno dei lati rigidi lungo la propria direzione, ai quali è possibile associare le relative forze duali nel piano (fig. 3.26).

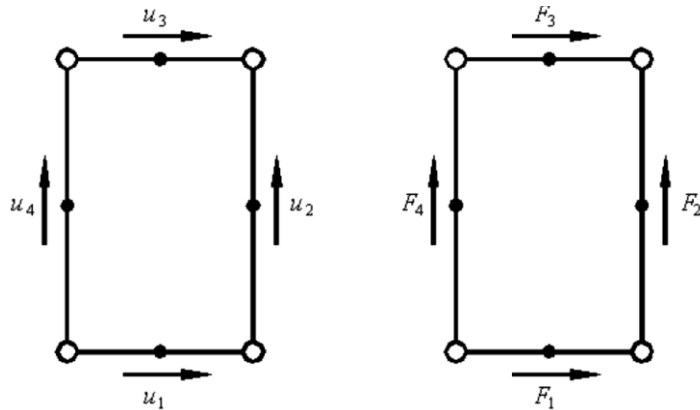


Figura 3.26 Gradi di libertà del macroelemento e forze duali

Dal punto di vista geometrico un pannello è caratterizzato unicamente dai suoi quattro vertici e dallo spessore.

L'elemento pannello, dal punto di vista meccanico, viene caratterizzato tramite l'attribuzione di tre legami costitutivi che regolano separatamente i tre principali comportamenti della muratura:

- shear material: legame costitutivo a taglio, utilizzato per la taratura delle molle diagonali;
- bending material: legame costitutivo flessionale, utilizzato per la taratura delle molle flessionali delle interfacce contigue all'elemento;
- sliding material: legame costitutivo a scorrimento, utilizzato per la taratura della molla a scorrimento delle interfacce contigue all'elemento;

Inoltre il pannello è caratterizzato da un peso specifico (w) e da una massa totale che può derivare sia dal peso proprio che da eventuali masse aggiuntive (m). Il peso specifico viene dedotto dal materiale.

3.8.2 Il macroelemento: Comportamento tridimensionale

Allo scopo di simulare sia il comportamento nel piano che fuori-piano, è stato modificato sia l'aspetto cinematico che quello di descrizione meccanica del macroelemento. In particolare è stato necessario aggiungere tre gradi di libertà ad ogni elemento di base e modificare le interfacce, che da uno sviluppo monoassiale passano ad uno

bidimensionale, in maniera tale da potere descrivere la risposta fuori-piano delle pareti.

In questa sede si è solo accennato alle possibilità del macroelemento di descrivere anche meccanismi del primo tipo ma si rimanda al manuale del software per una più completa trattazione.

3.9 MODELLAZIONE MEDIANTE IL SOFTWARE 3MURI

Il software 3Muri è sviluppato dalla S.T.A. Data S.r.l. ed è allo stato attuale uno dei software più diffusi a livello nazionale per l'analisi di strutture in muratura.

La base teorica sulla quale si fonda il software (in termini di definizione dei macroelementi) è legata alla definizione di un macroelemento dotato di deformabilità assiale, flessionale e tagliante inizialmente sviluppato negli anni '90 da Lagomarsino e Brencich (1997) e successivamente migliorato con il contributo di Penna (2002), Cattari (2004) e Galasco (2006).

Il software si basa sulla modellazione a "telaio equivalente" (fig. 3.27) della parete in muratura che va ad assimilare i pannelli di fascia e quelli di maschio ad elementi monodimensionali dotati di estremità rigide e connessi fra loro mediante elementi rigidi che modellano i pannelli di nodo. In funzione della disposizione delle aperture la parete viene suddivisa in pannelli di nodo, pannelli di maschio e pannelli di fascia; è in queste due ultime categorie di pannelli che si concentrano la deformabilità ed il danneggiamento della parete. Questo può essere verificato osservando i danni subiti da edifici in seguito a terremoti oppure esaminando i risultati di simulazioni reali e numeriche rendendo lecita tale metodologia di modellazione.

3.9.1 Il macroelemento: caratteristiche principali

La modellazione dei macroelementi è stata effettuata mediante l'implementazione di un elemento monodimensionale a comportamento non lineare non lineare le cui principali caratteristiche sono:

- rigidità iniziale calcolata sulla base delle proprietà elastiche iniziali (considerando la condizione fessurate);

- in termini di relazione forza-spostamento l'elemento è caratterizzato da un comportamento bilineare sia a flessione a taglio ed i valori massimi corrispondono a quelli calcolati in condizioni ultime;
- redistribuzione delle sollecitazioni interne compatibilmente con l'equilibrio dell'elemento;
- definizione del livello di danno sulla base di parametri di riferimento locali e globali;
- degrado della rigidezza in campo plastico (fig. 3.28);
- controllo della duttilità attraverso la definizione dello spostamento massimo (δ_u) in funzione del meccanismo di collasso, secondo le indicazioni delle NTC'08 e dell'Eurocodice 8:

$$\frac{\Delta_m}{H} = \delta_u = \begin{cases} 0.004 \Leftarrow \text{Taglio} \\ 0.006 \Leftarrow \text{Pressoflessione} \end{cases}$$

- il collasso dell'elemento corrisponde convenzionalmente al raggiungimento dello spostamento ultimo, ma ciò non comporta necessariamente l'interruzione dell'analisi globale della parete poiché l'elemento viene sostituito da una biella capace di sopportare i carichi verticali ma nessuna forza orizzontale

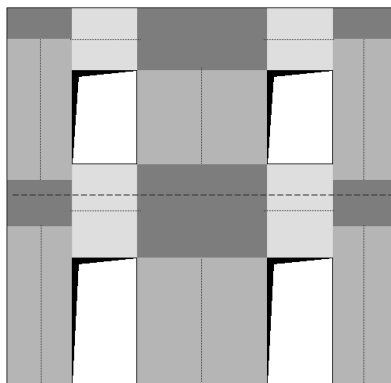


Figura 3.27 Modellazione a "telaio equivalente" della parete in muratura

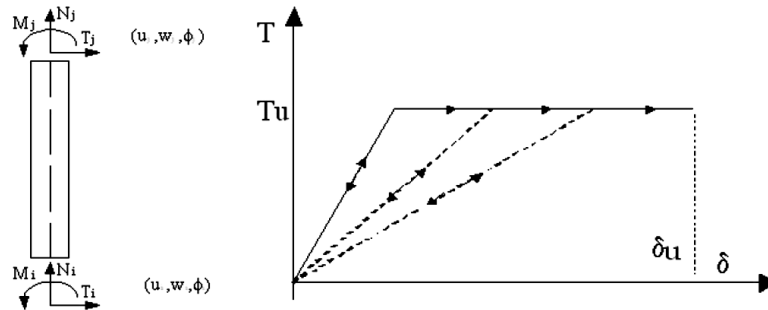


Figura 3.28 Degrado della rigidezza del macroelemento in campo plastico

Da un punto di vista dell'implementazione nel programma di calcolo agli elementi finiti, le caratteristiche meccaniche dell'elemento sono descritte attraverso la matrice di rigidezza riportata in fig. 3.30 (derivante dall'impiego come funzioni di forma delle classiche funzioni di Hermite) che, trattandosi solitamente di elementi tozzi, tiene conto anche della deformabilità tagliante e dove:

$$\psi = 24(1+\nu)\chi\left(\frac{r_i}{H}\right)^2 = 24\left(1 + \frac{E-2G}{2G}\right)1.2\frac{b^2}{12b^2} = 1.2\frac{E}{G}\frac{b^2}{b^2}$$

Si tratta di un elemento finito definito di tipo "sandwich"(fig. 3.29) poiché è costituito da 3 parti principali:

- le due estremità di spessore infinitesimo, con infinita rigidezza a taglio ma nelle quali è concentrata la deformabilità assiale e flessionale,
- il corpo centrale che è sede della deformabilità tagliante ma è infinitamente rigido assialmente e flessionalmente

Quindi ciascun macroelemento è caratterizzato da 3 gradi di libertà per ciascun nodo di estremità ai quali si aggiungono i gradi di libertà dei nodi di interfaccia tra le zone di estremità ed il corpo centrale.

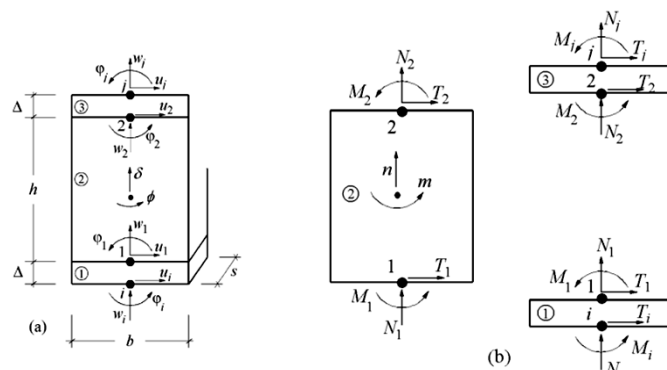


Figura 3.29 L'elemento finito monodimensionale di tipo "sandwich"

3.9.2 Modellazione dell'edificio

La modellazione tridimensionale a cui fa riferimento il software deriva dalla diretta osservazione del comportamento di edifici testati sperimentalmente (Magenes, 1995). Queste prove hanno permesso l'introduzione di alcune ipotesi in merito al comportamento strutturale degli edifici in muratura. Come già accennato, i meccanismi di danno osservati negli edifici possono essere divisi in due categorie che dipendono dal tipo di risposta della parete e dal grado di interconnessione; tali meccanismi sono distinti tra meccanismi di primo modo, nei quali le pareti o porzioni di esse collassano per effetto di azioni perpendicolari al piano medio, e meccanismi di secondo modo nei quali la parete reagisce alle azioni sismiche trasmesse dagli impalcati.

La modellazione a telaio equivalente di ciascuna parete con aperture consente di effettuare l'analisi matriciale della struttura attraverso iterazioni con il metodo di Newton-Raphson.

In questa procedura, gli spostamenti elastici attesi per un determinato passo dell'analisi sono ripetutamente aggiornati mediante incrementi non-lineari dovuti alle forze nodali residuali. Le variabili interne di ciascun elemento sono aggiornate attraverso l'integrazione delle equazioni costitutive durante ogni step dell'analisi.

$$\begin{bmatrix} \frac{12EJ}{H^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{H^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ}{H^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{H^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{H} & 0 & 0 & -\frac{EA}{H} & 0 \\ -\frac{6EJ}{H^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{H(1+\psi)} & \frac{6EJ}{H^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{H(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ}{H^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{H^2(1+\psi)} & \frac{12EJ}{H^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{H^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{H} & 0 & 0 & \frac{EA}{H} & 0 \\ -\frac{6EJ}{H^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{H(1+\psi)} & \frac{6EJ}{H^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{H(1+\psi)} \end{bmatrix}$$

Figura 3.30 Matrice di rigidezza del macroelemento

3.10 L'APPLICAZIONE DELL'ANALISI LIMITE ALLO STUDIO DEL COMPORTAMENTO NEL PIANO DI PARETI IN MURATURA

L'applicazione dell'analisi limite alle strutture in muratura trova, in un certo senso, le sue origini nelle prime teorie (La Hire, Couplet, Mascheroni) elaborate fra '700 e '800 per la verifica degli archi in muratura che facevano appunto riferimento a cinematismi di collasso a blocchi.

Più di recentemente l'applicazione dell'analisi limite alle strutture in muratura è stato esteso allo studio dei meccanismi di collasso di pareti per lo più sollecitate dal sisma perpendicolarmente al piano medio; ben più rare sono le applicazioni e le pubblicazioni nelle quali si tratta dell'applicazione dell'analisi limite al collasso di pareti sollecitate nel proprio piano medio.

I principi base per l'applicazione dell'analisi limite alle costruzioni in muratura sono quelli teorizzati da Heyman nella sua ben nota opera intitolata "The stone skeleton":

- Resistenza a trazione nulla
- Resistenza a compressione infinita
- Assenza di scorrimento tra i blocchi

I primi studi reperibili sull'applicazione dell'analisi limite allo studio del comportamento nel piano delle pareti in muratura sono quelli di Como e Grimaldi risalenti al 1985 ai quali hanno fatto seguito, a più di un decennio di distanza, gli studi di Giordano & De Luca (2007), Brandonisio & De Luca (2009).

3.10.1 Il portale semplice

Se si esclude il caso del blocco monolitico caricato da una forza orizzontale applicata in sommità, l'applicazione più semplice dell'analisi limite per lo studio del comportamento nel piano della pareti in muratura è il portale mono-piano e mono-campata.

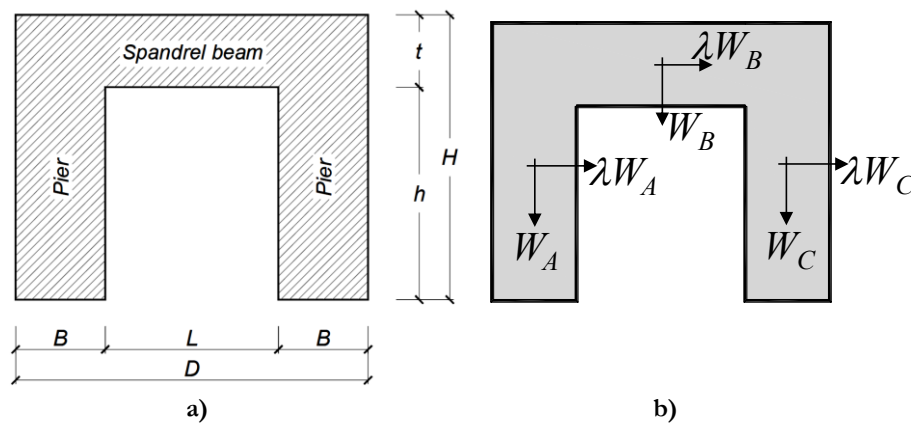


Figura 3.31 a) Geometria e b) condizioni di carico del portale semplice

La geometria del portale è descritta dai parametri indicati in fig. 3.31a oppure, in maniera equivalente, attraverso i seguenti tre rapporti geometrici (i cui termini sono sempre quelli di fig. 3.31a):

- $\chi = H/D$, dato dal rapporto tra l'altezza totale H e la larghezza totale D del portale, rappresenta il fattore di forma del portale;
- $\zeta = B/D$, pari al rapporto fra la larghezza B del piedritto e la larghezza totale D del portale, rappresenta il fattore di forma del maschio;
- $\xi = t/H$, uguale all'altezza della trave e diviso l'altezza H del portale, rappresenta il fattore di forma della fascia di piano.

Sulla base dei principi base indicati in precedenza, in fig. 3.32 sono indicati (con una numerazione da 1 a 6) i possibili punti in cui potranno crearsi le lesioni e dunque i distacchi tra i vari blocchi che partecipano al meccanismo (formazione di 4 cerniere).

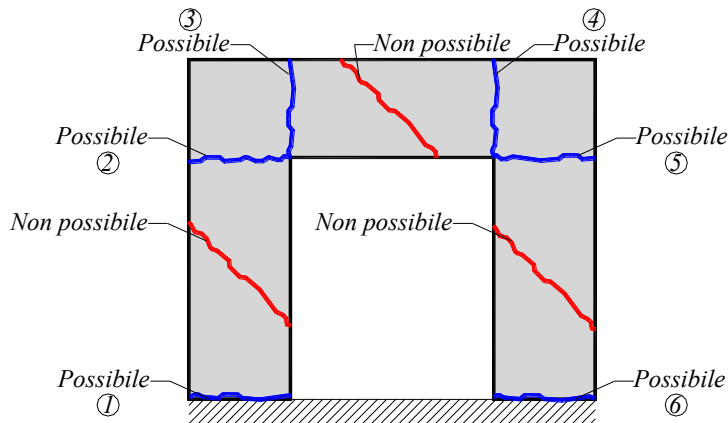


Figura 3.32 Potenziale localizzazione delle lesioni

Fra i 15 possibili meccanismi di collasso derivanti dalle possibili dislocazione delle lesioni su indicate, quelli dei quali si ritiene possibile l'attivazione sono i quattro riportati in fig. 3.33.

Considerando la distribuzione di forze di fig. 3.31b, tracciando le catene cinematiche (fig. 3.34) ed applicando il principio dei lavori virtuali è possibile risalire al moltiplicatore di collasso λ relativo a ciascuno dei quattro meccanismi considerati.

Il moltiplicatore di collasso relativo all' i -esimo cinematisma è esprimibile mediante la forma compatta (con $j=I, \dots, IV$):

$$\lambda_0^j = \frac{B}{H} \cdot \frac{a_j}{e_j}$$

e dove i termini a_j ed e_j sono differenti per i quattro cinematismi e sono riportati tutti nelle Tabelle 3.1 e 3.2.

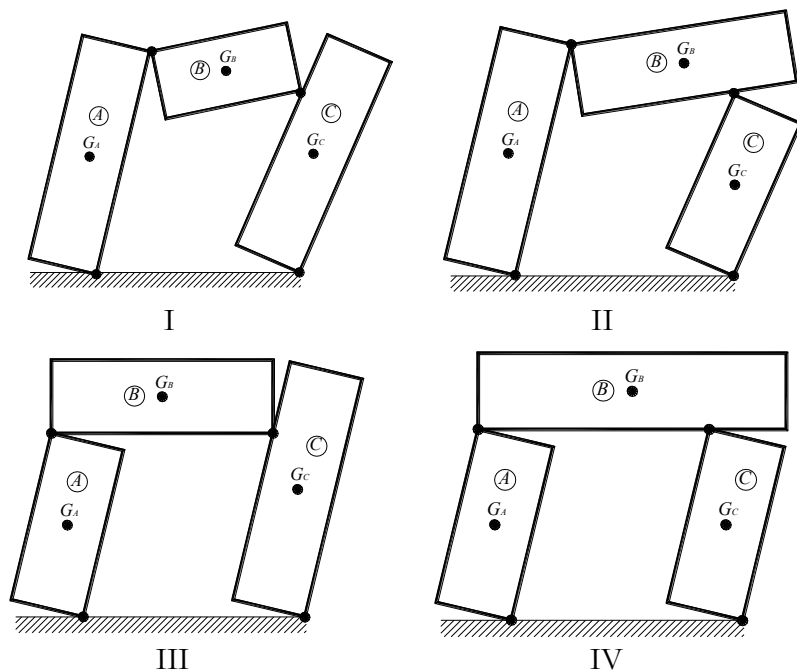


Figura 3.33 Meccanismi di collasso considerati

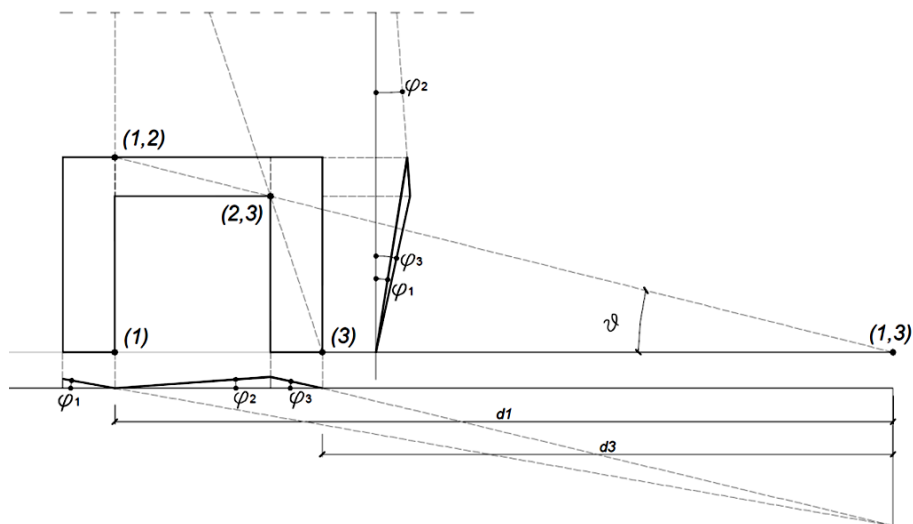


Figura 3.34 Tracciamento della catena cinematica per il Meccanismo I

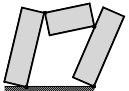
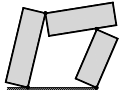

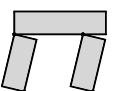
Meccanismo	a_j
I	
	$1 - 2 \cdot \zeta - 2.5 \cdot \xi + 2.5 \cdot \zeta \cdot \xi + 0.5 \cdot \frac{\xi}{\zeta}$
II	
	$1 - 2 \cdot \zeta - 2 \cdot \xi + 2 \cdot \zeta \cdot \xi + 0.5 \cdot \frac{\xi}{\zeta}$
III	
	$1 - 1.5 \cdot \xi + \frac{\xi}{\zeta}$
IV	
	$1 - \xi + \frac{\xi}{\zeta}$

Tabella 3.1 Espressioni per il calcolo del parametro a_j ($j=I,..,IV$) per i meccanismi considerati

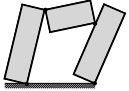
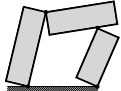

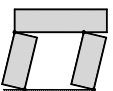
Meccanismo	e_j
I	
	$1 - 2 \cdot \zeta - 4.5 \cdot \xi + 4.5 \cdot \zeta \cdot \xi + \frac{\xi}{\zeta} + 3.5 \cdot \xi^2 - \frac{\xi^2}{\zeta} - 3 \cdot \zeta \cdot \xi^2$
II	
	$1 - 2 \cdot \zeta - 4.5 \cdot \xi + 4.5 \cdot \zeta \cdot \xi + \frac{\xi}{\zeta} + 3 \cdot \xi^2 - \frac{\xi^2}{\zeta} - 2.5 \cdot \zeta \cdot \xi^2$
III	
	$1 - 2 \cdot \xi + \frac{\xi}{\zeta} + 1.5 \cdot \xi^2 - \frac{\xi^2}{\zeta}$
IV	
	$\left(1 - \xi + \frac{\xi}{\zeta}\right) \cdot (1 - \xi)$

Tabella 3.2 Espressioni per il calcolo del parametro e_j ($j=I,..,IV$) per i meccanismi considerati

3.10.2 Pareti multipiano e multicampata

L'applicazione dell'Analisi Limite al portale semplice può essere estesa allo studio di pareti in muratura più complesse seguendo la metodologia adottata da Como e Grimaldi.

Innanzitutto in fig. 3.35 si vanno a definire per la generica parete la geometria e le condizioni di carico che sono i parametri fondamentali dai quali dipende la valutazione del moltiplicatore cinematico. Le forze agenti sono costituite dai soli pesi dei pannelli di fascia e dei setti murari indicati rispettivamente con w_s e w_p e dalle azioni orizzontali (λw_s e λw_p) che sono ottenute dal prodotto dei pesi strutturali per il moltiplicatore " λ " che viene detto "moltiplicatore di collasso".

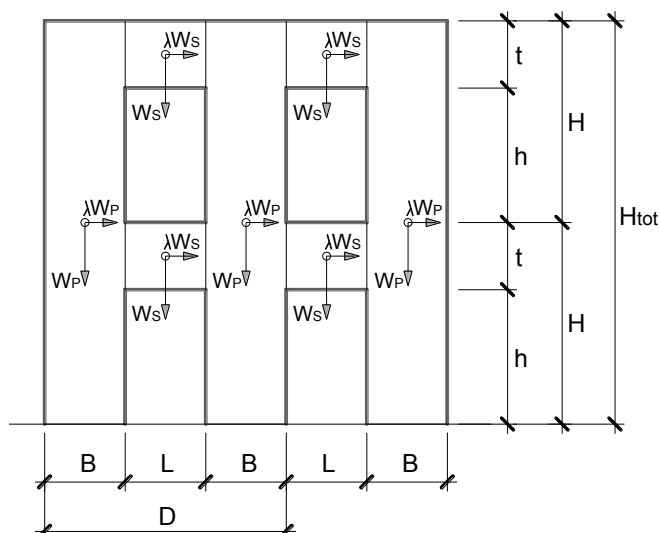


Figura 3.35 Geometria della parete e disposizione dei carichi

Oltre al meccanismo "a telaio", del quale si parlerà in maniera più estesa nelle seguenti pagine, gli altri possibili meccanismi di collasso che una parete in muratura può manifestare sono riportati in fig. 3.36 e sono: il ribaltamento globale, il meccanismo di piano, collasso per taglio.

Il meccanismo di ribaltamento globale (in particolare) e quello di piano non vengono presi in considerazione nelle successive analisi poiché, a meno che le pareti analizzate non siano caratterizzate da geometrie particolari (anomale per i palazzi), forniscono solitamente moltiplicatori

di collasso molto superiori a quelli ottenibili considerando il meccanismo "a telaio".

Una spiegazione a parte merita il meccanismo di collasso per taglio che, pur violando palesemente le ipotesi di materiale con resistenza a compressione infinita e di assenza di scorrimento tra i blocchi, va tenuto necessariamente in considerazione (impiegando la 3.7) poiché, altrimenti, attraverso l'applicazione dell'Analisi Limite si terrebbe in conto dei soli meccanismi di ribaltamento (associati quindi al collasso per pressoflessione) trascurando totalmente la possibilità del collasso per taglio dei maschi.

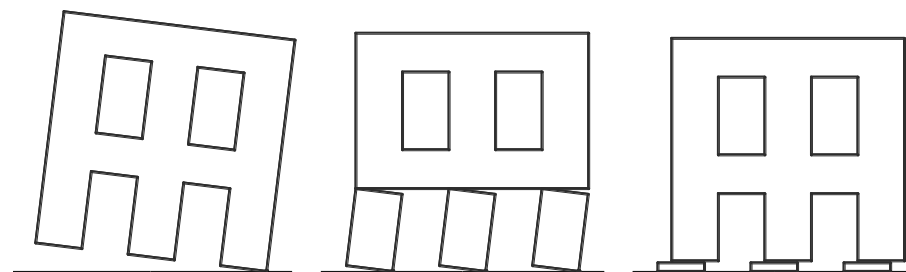


Figura 3.36 Modalità di collasso alternative al meccanismo "a telaio"

Dopo la premessa sui meccanismi di collasso alternativi al meccanismo globale "a telaio" ci si può ora dedicare ad un'analisi più approfondita di quest'ultimo.

Premettendo che il meccanismo globale "a telaio" non rappresenta altro che l'estensione del meccanismo I riportato in fig. 3.33 (del quale in fig. 3.34 è tracciata la catena cinematica) al caso in cui si abbiano più piani e più campate (aperture).

Cercando di procedere in via rigorosa al tracciamento della catena cinematica anche nel caso della generica parete 3.35 ci si imbatte inevitabilmente nell'impossibilità di individuare un meccanismo in quanto, nella ricerca dei centri di rotazione assoluti e relativi dei diversi blocchi, si scopre che questi non sono allineati e dunque non vi è un cinematismo possibile a meno che non si vada a violare la condizione di congruenza permettendo il distacco tra i blocchi come mostrato in fig. 3.37.

Ovviamente una tale condizione non permette di applicare il principio dei lavori al meccanismo che rimane difatti indeterminato e dunque inutile ai fini del calcolo.

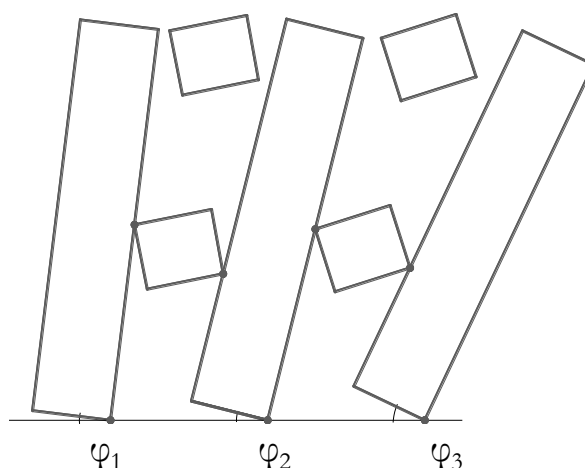


Figura 3.37 Meccanismo a telaio: Cinematismo rigoroso impossibile

Si comprende a questo punto la necessità di "ritornare sui propri passi" andando a considerare (obbligatoriamente) l'ipotesi effettuata da Como e Grimaldi secondo i quali la condizione affinché possa avvenire il cinematismo (l'unico possibile) è che tutti i setti abbiano lo stesso angolo di rotazione attorno alle cerniere di base (fig. 3.37); il "prezzo" da pagare per questa ipotesi piuttosto semplificativa è però rappresentato dalla implicita ammissione (o diretta conseguenza) che, in corrispondenza dei pannelli di fascia, si verifichi localmente la compenetrazione tra i blocchi. Tuttavia, ragionando sullo stato della parete in condizioni sismiche, l'idea che possa esserci una compenetrazione in corrispondenza del contatto tra pannelli di fascia e di nodo risulta abbastanza semplice da accettare se si pensa al fatto che gli spostamenti orizzontali, e dunque le rotazioni (e le compenetrazioni), non sono particolarmente grandi e che in corrispondenza degli spigoli compressi dei pannelli di fascia si verificano solitamente forti plasticizzazioni per schiacciamento della muratura.

Quindi, dopo aver chiarito le scelte che hanno portato alla scelta del meccanismo, è possibile tracciarne la catena cinematica (fig. 3.37).

Si fa infine notare che la distribuzione delle forze (orizzontali e verticali) considerata (fig. 3.37) è leggermente differente da quella adottata da Como e Grimaldi poiché in questo caso i pesi e le corrispondenti forze orizzontali sono applicati nel baricentro dei blocchi; in Como e Grimaldi (1985) erano concentrati in corrispondenza di ciascun interpiano.

Ovviamente, una differente distribuzione delle forze porta ad una variazione nel risultato finale.

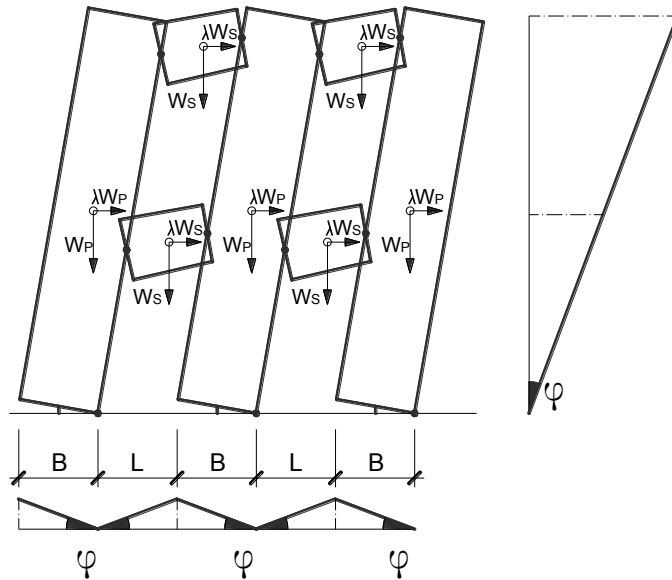


Figura 3.38 Meccanismo a telaio: Cinematismo "semplificato" congruente

Dall'applicazione del Principio dei Lavori Virtuali al cinematismo descritto in fig. 3.38 si ottiene l'espressione per il calcolo del moltiplicatore di collasso per una generica parete in muratura.

Scrivendo l'uguaglianza tra Lavoro delle forze esterne e Lavoro delle forze interne (nullo in questo caso):

$$L_{fe} = L_{fi} \Rightarrow$$

$$\lambda \left(\sum_{i=1}^n W_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} W_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n W_i \delta_{y,i} - \sum_{b=1}^o F_b \delta_b = L_{fi} = 0 \quad (3.12a)$$

Dove: $\delta_{x,i}$ = spostamento orizzontale del punto di applicazione della forza i-esima = $h_i \cdot \varphi$ e $\delta_{y,i}$ = spostamento verticale del punto di applicazione della forza i-esima = $(B/2) \cdot \varphi$ (per forze applicate nel baricentro dei setti) oppure $(L/2) \cdot \varphi$ (per forze applicate nel baricentro dei pannelli di fascia).

Esplicitando i termini dell'equazione 3.12a si ottiene l'espressione per il calcolo del moltiplicatore cinematico dei carichi al collasso:

$$\lambda = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n_p+1} W_{p,i} + \sum_{j=1}^{n_c \cdot n_p} W_{s,j} \right) \frac{B}{2}}{\frac{n_p H}{2} \sum_{i=1}^{n_p+1} W_{p,i} + \left(\frac{n_p + 1}{2} H - \frac{t}{2} \right) \sum_{j=1}^{n_c \cdot n_p} W_{s,j}} \quad (3.12)$$

Dove: $W_{p,i}$ è il peso di ciascun setto murario (per setto murario si intende l'intera verticale costituita da pannelli di maschio e di nodo), $W_{s,i}$ è il peso del singolo pannello di fascia, t è lo spessore della muratura mentre n_p ed n_c sono rispettivamente il numero di piani e di campate della parete. Gli altri parametri presenti nella 3.12 sono gli stessi già indicati in fig. 3.35.

3.10.3 L'effetto delle catene

L'impiego dell'Analisi Limite può essere vantaggiosamente esteso al caso della parete con catene al fine di quantificare l'eventuale contributo di queste alla capacità sismica globale.

Sono state considerate ai fini dell'analisi tre possibili configurazioni dei tiranti (fig. 3.39): Parete con catene orizzontali, parete con catene verticali e parete con catene orizzontali e verticali.

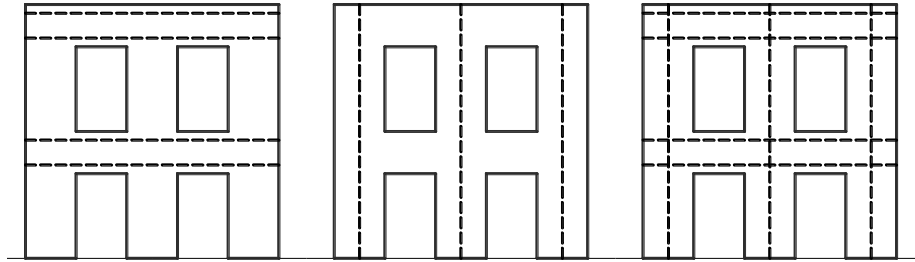


Figura 3.39 Possibili disposizioni delle catene

Ritornando momentaneamente al discorso fatto in merito al tracciamento rigoroso del cinematismo della parete, una prima osservazione sul contributo delle catene al comportamento delle pareti nel piano, è che le catene possono comportarsi come un ritegno che evita l' "apertura" dei blocchi della parete (fig. 3.40) migliorandone il comportamento per forze orizzontali. Tuttavia quest'ipotesi, peraltro

non semplice da verificare, non è stata ulteriormente sviluppata e rimane quindi uno spunto per future ricerche.

Nel caso della parete con catene si continuerà comunque a considerare il cinematiso che prevede la compenetrazione tra pannelli di fascia e di nodo.

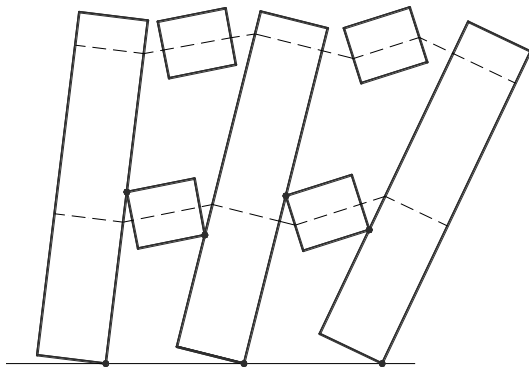


Figura 3.40 Cinematiso rigoroso: il possibile ruolo delle catene

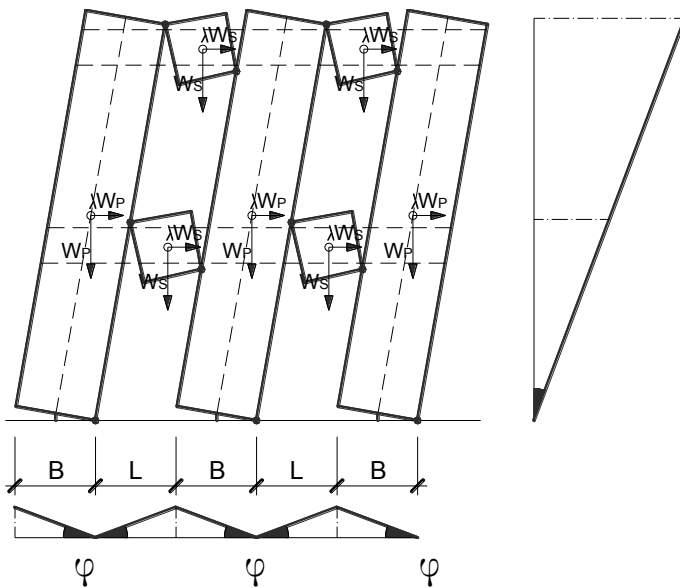


Figura 3.41 Meccanismo a telaio con catene

Pur rimanendo invariato il cinematiso (fig. 3.41) rispetto a quello tracciato per la parete priva di catene (fig. 3.38), ciò che bisogna

considerare in questo caso è che la presenza delle catene si manifesta come una capacità della parete di esplicare una resistenza a flessione (M_{pl}) in corrispondenza delle giunzioni attraversate dalle catene; tale resistenza è conferita dalla forza di trazione nella catena che è equilibrata dalle forze (di compressione) di contatto tra i blocchi formando una coppia di braccio non nullo.

Sulla base di quanto detto, nello schema di fig. 3.41 andrebbero considerati anche i momenti plastici alla base dei setti murari ed alle estremità dei singoli pannelli di fascia (che sono le zone dove le catene vanno in trazione); per chiarezza, la disposizione di tali momenti plastici è riportata nello schema di figura 3.42

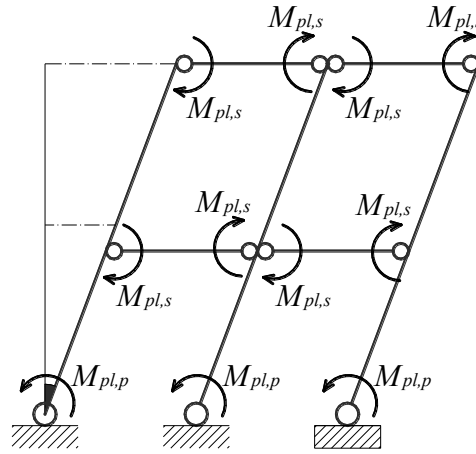


Figura 3.42 Meccanismo di collasso della parete: schema statico

Il valore dei momenti plastici indicati in figura si differenzia a seconda che si tratti del momento alla base del setto oppure alle estremità del pannello di fascia.

Per il calcolo del momento plastico esplicito grazie alla presenza della catena alla base dei setti murari si impiega l'espressione:

$$M_{pl,p} = A_{tv} \cdot f_{yd} \frac{B}{2} \quad (3.13)$$

In cui A_{tv} rappresenta l'area della sezione del tirante, f_{yd} è la resistenza a trazione dell'acciaio del tirante e $B/2$ rappresenta il braccio della coppia nell'ipotesi che la catena sia disposta al centro del pannello di maschio (fig. 3.39 e 3.41).

La resistenza a flessione del pannello di fascia invece va calcolata mediante l'espressione:

$$M_{pl,s} = H_p \frac{t}{2} \left[1 - \frac{H_p}{0.85 f_{md} \cdot t \cdot s} \right] \quad (3.14)$$

Dove: t è l'altezza della fascia di piano, f_{md} è la resistenza di progetto a compressione della muratura, s è lo spessore della parete ed il termine H_p è invece determinato mediante l'espressione (tratta dalle NTC'08):

$$H_p = \min \{ A_{th} \cdot f_{yd}; 0.4 f_{md} \cdot t \cdot s \} \quad (3.15)$$

Dove: A_{th} rappresenta l'area della sezione delle catene orizzontali, f_{yd} è la resistenza di progetto dell'acciaio, f_{md} è la resistenza di progetto della muratura, t ed s sono l'altezza e lo spessore del pannello di fascia.

Attraverso tale espressione si limita il contributo delle catene in funzione di quelle che sono le capacità di resistenza a compressione della muratura; tale limitazione è necessaria poiché, nel caso si vadano a inserire catene di grosse dimensioni, è ovvio che sarà la muratura compressa a schiacciarsi prima che la catena raggiunga lo snervamento.

Avendo individuato le espressioni per il calcolo dei momenti plastici è quindi possibile, sulla base del cinematismo di fig. 3.41 e della distribuzione dei momenti plastici di fig. 3.42, applicare il Principio dei Lavori Virtuali per la determinazione del moltiplicatore dei carichi al collasso:

$$L_{fe} = L_{fi}$$

Esplicitando i termini:

$$L_{fe} = \lambda \left(\sum_{i=1}^n W_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} W_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n W_i \delta_{y,i} - \sum_{b=1}^o F_b \delta_b$$

dove: $(\delta_{x,i} = h_i \cdot \varphi; \delta_{y,i} = (B/2) \cdot \varphi$ oppure $(L/2) \cdot \varphi)$

$$L_{fi} = \varphi \left[-2n_c n_p M_{pl,s} - (n_c + 1) M_{pl,p} \right]$$

(n.b. il lavoro delle forze interne è negativo poiché i momenti plastici hanno verso discorde rispetto alle rotazioni φ)

da cui si ottiene:

$$\lambda = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n_c+1} W_{P,i} + \sum_{j=1}^{n_c \cdot n_p} W_{s,j} \right) \frac{B}{2} + 2n_c n_p M_{pl,s} + (n_c + 1) M_{pl,p}}{\frac{n_p H}{2} \sum_{i=1}^{n_c+1} W_{P,i} + \left(\frac{n_p + 1}{2} H - \frac{t}{2} \right) \sum_{j=1}^{n_c \cdot n_p} W_{s,j}} \quad (3.16)$$

Si tratta di un'espressione assolutamente generale con la quale, inserendo oppure annullando i termini $M_{pl,s}$ ed $M_{pl,p}$, possono essere considerati sia il caso della parete priva di catene che i casi in cui le catene siano solo orizzontali, solo verticali oppure sia orizzontali che verticali.

4 ANALISI DI UN CAMPIONE SIGNIFICATIVO DI EDIFICI

4.1 EDIFICI NAPOLETANI

4.1.1 Palazzo Scarpa

L'edificio, sito in Via Schipa (figura 4.1), costruito nel 1906, tipico esempio dell'edilizia residenziale Napoletana, presenta pianta rettangolare (circa 20 m x 40 m), con corte rettangolare centrale (10 m x 5 m), in cui sono posizionati i vani scale e ascensori (figura 4.2). La struttura si sviluppa in un livello seminterrato (altezza interpiano 3,85 m) e sei piani fuori terra (altezza interpiano circa 4,3 m).



Figura 4.1 Palazzo Scarpa, Napoli

La muratura portante è costituita da pietre sbozzate in tufo giallo napoletano, ad eccezione del basamento e del piano terra realizzato con una muratura in mattoni pieni e calce. Lo spessore medio dei muri maestri, varia dai 120 cm misurati alla base ai 50 cm dell'ultimo livello.

Gli orizzontamenti sono realizzati con travi in acciaio tra le quali è realizzato un getto di completamento di calcestruzzo alleggerito.

Dal punto di vista della tipologia strutturale, secondo la classificazione proposta da Pagano (1968), l'edificio in esame appartiene alla categoria degli edifici di seconda classe, presentando infatti pareti verticali continue in muratura ed impalcati costituiti da solai piani realizzati con travi semplicemente appoggiate in asole della muratura che, a causa dell'assenza di cordoli, non contribuiscono in alcun modo alla resistenza delle fasce di piano.

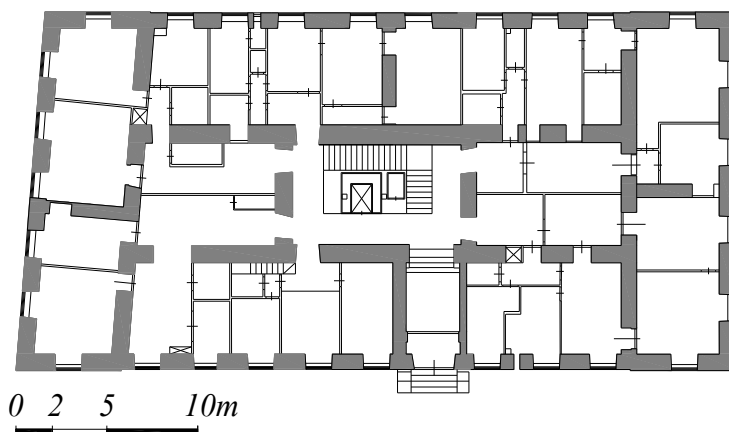


Figura 4.2 Palazzo Scarpa: Pianta

4.1.2 Ex Procura (già ex-carcere borbonico)

L'edificio dell' Ex-Pretura è collocato in zona centrale di Napoli, alla Via Giovanni Leone, e presenta un forte interesse storico, soprattutto in considerazione delle mutevoli destinazioni d'uso cui è stato adibito nel tempo. Il fabbricato, nato come convento, a seguito di un primo massiccio intervento di trasformazione risalente alla fine del 1700, venne trasformato in un ospedale al servizio del carcere borbonico di S. Francesco, assumendo l'attuale volumetria e forma. Successivamente, nel 1923, l'edificio è stato ulteriormente trasformato al fine di consentire la sistemazione in esso di uffici giudiziari.



Figura 4.3 Ex Procura, Napoli

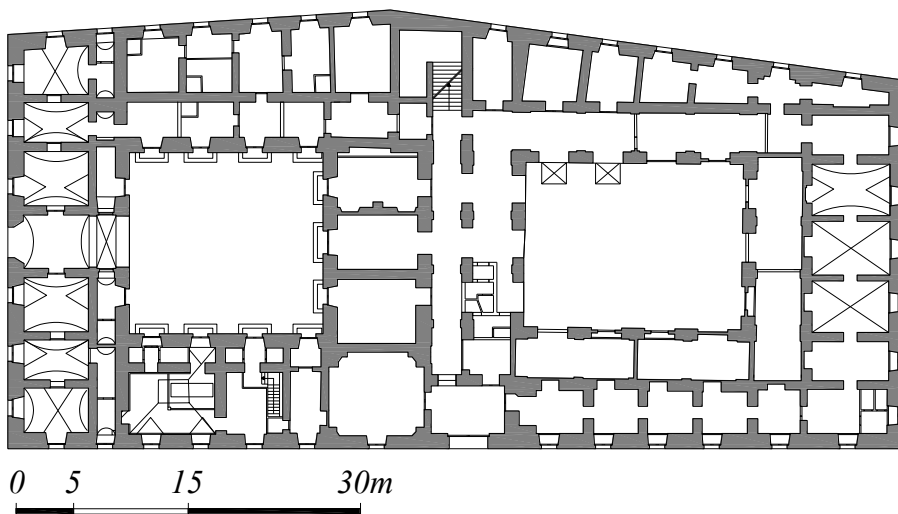


Figura 4.4 Ex Procura: Pianta

Lo stabile è costituito da cinque piani fuori terra e presenta una pianta a forma rettangolare allungata, con due corti interne; le dimensioni totali in pianta sono di circa 78x36m, mentre le due corti interne, di forma

pressoché quadrata hanno dimensioni 16x17m e 15x19m, rispettivamente. L'altezza complessiva del fabbricato è di circa 26 m.

La struttura portante è realizzata in muratura di tufo per i primi quattro livelli, mentre la muratura dell'ultimo livello, realizzata in un secondo momento, è in mattoni pieni e calce. Gli orizzontamenti sono costituiti ai primi quattro livelli da volte in muratura di tufo, di diversa tipologia (a botte, a botte con lunette, a crociera, a schifo, a vela), mentre l'impalcato di copertura è realizzato putrelle e tavelloni.

L'edificio non presenta impalcati con comportamento a diaframma rigido, né i paramenti murari risultano dotati di fasce di piano resistenti efficacemente a flessione e taglio; quindi, in base alla classificazione descritta da Pagano (1968), il fabbricato in esame appartiene agli edifici della prima categoria, siccome presenta pareti interamente in muratura ed impalcati costituiti da sistemi voltati.

4.2 EDIFICI AQUILANI

4.2.1 Palazzo Centi

Il Palazzo Centi è sede della Presidenza della Giunta Regionale della Regione Abruzzo, è ubicato in Piazza S.Giusta in L'Aquila e rappresenta una delle più alte espressioni del barocco aquilano. La sua costruzione risale agli ultimi decenni del 18° secolo ed in particolare fu edificato a partire dal 1776 sulla base del progetto di Loreto Cicchi da Pescocostanzo; è caratterizzato da diversi elementi tardomanieristici e la sua facciata (fig. 4.5) è dominata da un grande balcone, sorretto da sei colonne e in stile borrominiano, che sovrasta il maestoso portale.

L'edificio, realizzato in muratura, presenta una pianta rettangolare (fig. 4.6) di circa 31x41m con una corte centrale, anch'essa rettangolare, di dimensioni 9x11m, per un'area di impronta netta di circa 1200m². Si articola su 4 livelli fuori terra, dei quali i primi 3 si estendono per tutto l'ingombro in pianta dell'edificio mentre l'ultimo occupa solo una minima parte di esso e si presenta come un elemento di irregolarità in altezza per la struttura indicato in seguito con il nome di "castellina".

Le pareti resistenti a carichi orizzontali e verticali sono distribuite in pianta con una certa omogeneità secondo una maglia regolare con interasse variabile tra 6m e 7m che in rare eccezioni crescono fino a 12m

(saloni disposti in corrispondenza del centro della facciata), o si riducono fino a 3,5m in corrispondenza dei corridoi che circondano il perimetro della corte e dello scalone. Nella maggior parte dei casi si tratta di pareti che presentano una certa regolarità nella disposizione dei vani, i quali risultano pressoché tutti allineati verticalmente.



Figura 4.5 Palazzo Centi, L'Aquila: Facciata principale

La muratura è realizzata probabilmente a sacco nella parte centrale con paramenti esterni in mattoni pieni artificiali (di spessore $3,5 \div 4\text{cm}$), con spessori complessivi compresi tra 70 e 90cm. In particolare le pareti perimetrali e quelle che circondano la corte interna presentano uno spessore di 90cm che non presenta alcuna risega fino al 3° livello; le pareti interne presentano in prevalenza uno spessore di 80cm che in rari casi si riduce a 70cm, ed anche esse non presentano riseghe lungo lo sviluppo in altezza del fabbricato.

Gli orizzontamenti sono in maggioranza costituiti da volte in mattoni artificiali; gran parte di queste è costituita da volte a padiglione (talvolta lunettate) ad eccezione di quella che copre lo scalone, che è una volta a schifo lunettata, e di quelle che coprono i corridoi, che sono voltine a crociera oppure a botte. L'unica eccezione è costituita dal solaio di calpestio della sopraelevazione che, posto superiormente alla volta a

schifo lunettato dello scalone, è realizzato con travi lignee e metalliche (aggiunte successivamente) alle quali è sovrapposto un tavolato.

La copertura lignea è realizzata con capriate del tipo “*Palladiana semplice*” poggianti su selle metalliche che a loro volta scaricano su profili metallici UPN ancorati alle pareti; gli ambienti posti al di sotto della copertura presentano superfici voltate realizzate ad “incannucciata” (sagomate a padiglione o a schifo) sorrette da telai lignei, oppure con voltine realizzate con mattoni artificiali in foglio prive, come del resto anche sono anche le volte ad incannucciata, di alcuna funzione strutturale, eccetto la resistenza al peso proprio ed a quello delle rifiniture.

Sulla gran parte delle superfici voltate, escludendo quelle dei corridoi, si rileva la presenza diffusa di decorazioni in stucco ed affreschi.

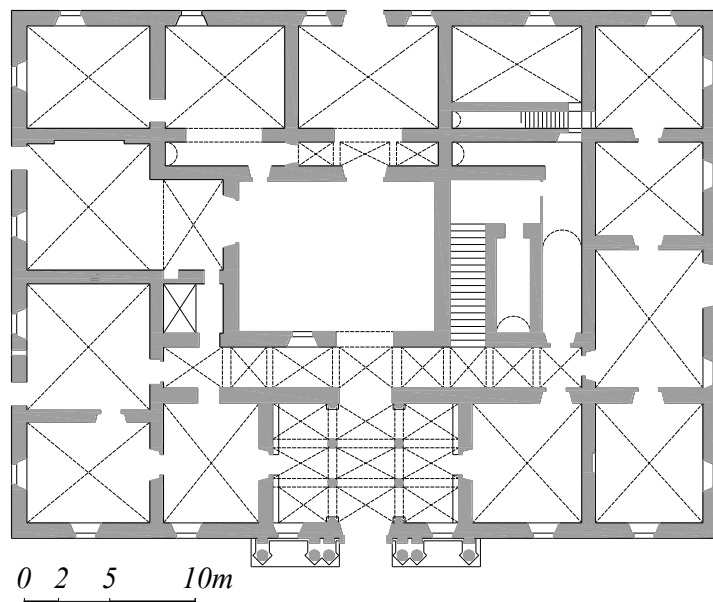


Figura 4.6 Palazzo Centi, L'Aquila: Pianta piano terra

4.2.1.1 *Gli interventi di consolidamento antecedenti al sisma del 2009*

L'edificio è stato, a partire dal giugno del 2003, oggetto di interventi di consolidamento mirati al miglioramento del comportamento strutturale in termini di risposta alle azioni sismiche.

L'intervento che ha avuto il maggiore impatto sull'incremento delle risorse di resistenza alle azioni sismiche è stato senz'altro l'inserimento di

tiranti metallici che ha interessato diffusamente l'edificio (fig. 4.7); sono state inserite catene metalliche del diametro di 22 e 30mm lungo le due direzioni principali in corrispondenza di ciascun impalcato e di ciascuna parete. L'ancoraggio dei tiranti è avvenuto mediante l'impiego di classici capochiave a paletto e a piastra nervata sapientemente incassati nella muratura, al punto che dall'esterno non si ha alcun indizio che ne lasci presagire la presenza.

Sono state oggetto di interventi di consolidamento anche le capriate lignee della copertura (fig. 4.8); in particolare sono stati rinforzati i nodi mediante l'inserimento di piastre metalliche da 5mm di spessore chiodate alle parti lignee in modo da creare un efficace ammorsamento e da conferire la massima rigidezza all'insieme. Alle preesistenti catene in legno sono state inoltre affiancate catene metalliche collegate direttamente alle selle di appoggio delle capriate, anch'esse metalliche, che sono a loro volta connesse a profili UPN spinottati alle murature; in tal modo sono state sfruttate le nuove catene metalliche delle capriate sia come elementi di contrasto della spinta della capriata stessa sia come elementi di connessione delle pareti in corrispondenza della loro sommità.

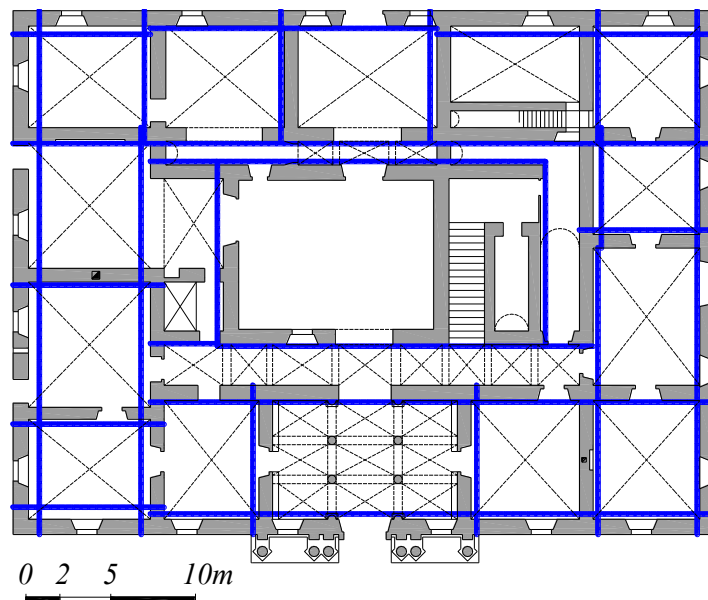


Figura 4.7 Palazzo Centi, L'Aquila: Pianta piano terra con disposizione catene

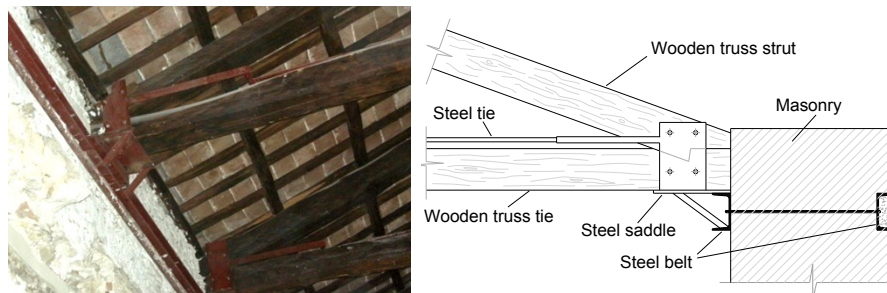


Figura 4.8 Palazzo Centi, L'Aquila: Consolidamento delle capriate di copertura

4.2.1.2 I danni rilevati in seguito al sisma del 2009

Durante le visite sopralluogo condotte sull'edificio è stato rilevato un quadro fessurativo la cui intensità si accresce sensibilmente lungo l'altezza raggiungendo il culmine in corrispondenza della *castellina*.

I danni strutturali al piano terra appaiono sono alquanto leggeri e consistono essenzialmente, per quel che riguarda gli elementi portanti verticali (maschi murari), in rare lesioni a taglio passanti ma di ampiezza ridotta e non preoccupante ai fini della stabilità della struttura. Gli orizzontamenti, che come detto in precedenza consistono in volte a padiglione, presentano leggere lesioni in chiave ed in corrispondenza delle lunette e, nella parte N-E dell'edificio, si osservano leggeri distacchi dalle pareti perimetrali.

Al primo piano il quadro fessurativo (fig. 4.9) diviene decisamente di maggior rilievo rispetto a quanto osservato al piano inferiore. Le strutture verticali in muratura presentano diffuse lesioni a taglio da trazione che interessano un gran numero di maschi murari, in particolare quelli delle pareti dei corridoi e delle pareti interne in corrispondenza delle canne fumarie che si confermano essere un punto critico nelle strutture in muratura soggette a carichi orizzontali. Oltre ai maschi murari anche le fasce di piano presentano rilevanti lesioni a taglio e danni alle piattabande.

Le volte a botte e a crociera dei corridoi presentano lesioni in chiave (fig. 4.10) chiaramente causate dall'azione sismica diretta perpendicolarmente all'asse longitudinale della volta. Le volte a padiglione presentano invece le classiche lesioni agli angoli causate dalla deformazione in pianta della volta che hanno danneggiato in maniera più o meno grave le decorazioni a stucco e ad affresco presenti nei vari ambienti di rappresentanza.

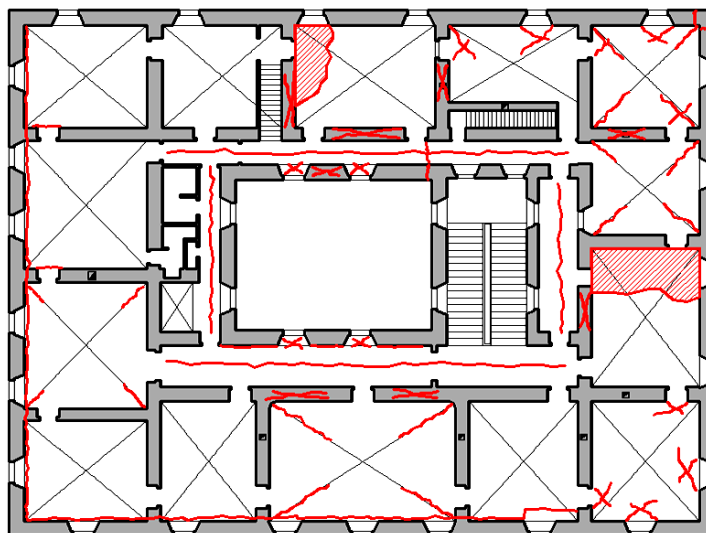


Figura 4.9 Palazzo Centi, L'Aquila: Quadro fessurativo al primo piano



Figura 4.10 Palazzo Centi, L'Aquila: Danni alle volte dei corridoi al 1° piano

Ulteriori danni alle finiture sono stati causati dal crollo parziale e talvolta totale di volte di mattoni disposti in foglio realizzate successivamente alla

ripartizione, per esigenze di funzionalità, di ambienti di grandi dimensioni.

Al secondo piano l'edificio presenta un quadro fessurativo analogo a quello che interessa il primo piano, anche se più accentuato.

Risultano gravemente danneggiate o crollate anche le volte in foglio e ad “incannucciata” realizzate al di sotto delle strutture di copertura (fig. 4.11a) ed in corrispondenza della mezzera della facciata Sud si osserva un accenno di attivazione di un meccanismo di flessione fuori piano della parete (fig. 4.11b) localizzato alla quota di gronda.

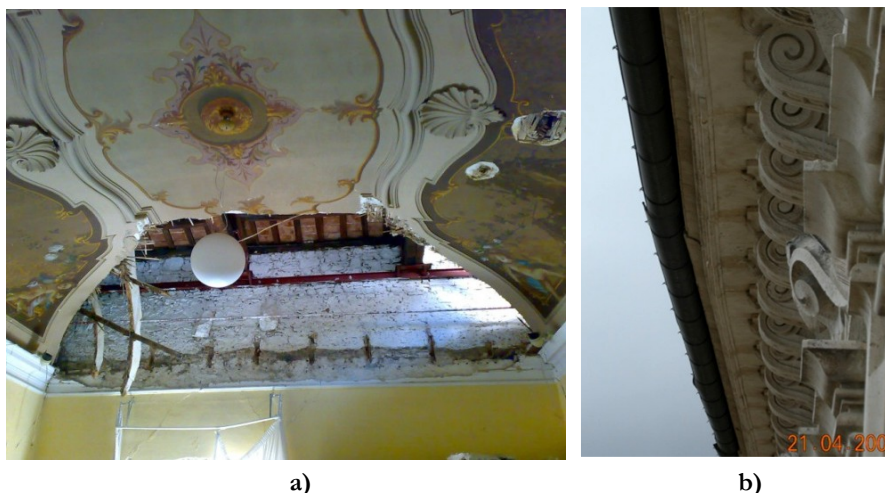


Figura 4.11 Palazzo Centi, L'Aquila: a) Crollo di volte incannucciate, b) Flessione della facciata Sud

All'ultimo livello (quello della *castellina*), in corrispondenza del quale si ha un brusco restringimento in pianta dell'edificio (e quindi una conseguente irregolarità in elevazione), tutti i maschi murari presentano gravissime lesioni a taglio (fig. 4.12).

Dal quadro fessurativo osservato, nonostante la presenza di danni gravi, è possibile affermare che il comportamento dell'edificio è stato complessivamente soddisfacente, soprattutto se si ragiona in un'ottica di valutazione dell'efficacia degli interventi di consolidamento del 2003; gli incatenamenti hanno limitato infatti l'attivazione di meccanismi fuori piano che sono di fatto praticamente assenti, ad eccezione dell'attivazione del meccanismo di flessione della facciata Sud.



Figura 4.12 Palazzo Centi, L'Aquila: Lesioni a taglio all'ultimo piano

L'efficacia dei tiranti si riscontra inoltre notando che i gravi danni (fig. 4.10) subiti dalle volte dei corridoi sono avvenuti poiché queste non erano state interessate dagli interventi di incatenamento trasversale (si osservi fig. 4.7) risultando quindi più vulnerabili rispetto alle altre parti dell'edificio.

In conclusione l'efficace collegamento tra le pareti ha garantito complessivamente un comportamento scatolare che, abbinato alla regolarità con cui sono distribuiti i setti murari in pianta, ha portato ad un comportamento sismico ottimale con l'attivazione di meccanismi nel piano delle pareti, consentendo quindi una maggiore dissipazione energetica rispetto a quella conseguibile con meccanismi fuori piano.

Palazzo Centi è dunque un caso esemplare di come gli interventi meccanici di consolidamento tradizionali siano sempre molto efficaci per la protezione sismica degli edifici in muratura; inoltre, rispetto ad interventi più costosi (applicazioni di reti di fibre, fasciature, ecc.), sono pochissime le componenti impreviste (per interventi con fibre sono delaminazione, difetti di incollaggio, ecc.) che portano ad incertezze sulla effettiva riuscita dell'intervento.

4.2.2 Scuola elementare De Amicis

La “Scuola E. De Amicis” è situata al centro storico di L’Aquila, i due fronti principali hanno affaccio diretto su Piazza San Bernardino (lato Sud; fig. 4.13) e Piazza del Teatro (lato Nord), mentre le facciate laterali si sviluppano su via Giacomo della Marca e via San Giovanni da Capestrano.

L’edificio è di tipologia a corte, di forma rettangolare in pianta, le cui dimensioni sono di 52 x 43 m circa (fig. 4.14). Vi sono complessivamente tre livelli, tutti fuori terra. L’altezza dell’edificio è variabile da un minimo di 15,60 m, misurata in corrispondenza del prospetto di Piazza del Teatro, a un massimo di 19,80 m in corrispondenza del prospetto di Piazza San Bernardino. Nei prospetti Nord e Sud sono situati anche gli accessi principali all’edificio.



Figura 4.13 Scuola Elementare De Amicis, L'Aquila: Facciata principale

Prima del sisma del 6 aprile 2009 lo stabile era adibito all’attività scolastica e rappresenta la parte rimanente, dopo la demolizione parziale, delle strutture dell’Ex Ospedale Maggiore (poi Ospedale S.Salvatore) la cui fondazione risale alla metà del '400.

La tipologia strutturale è a setti di muratura portante con spessori che raggiungono e superano, in alcuni casi, i 2m. Il cortile è realizzato con

colonne a blocchi lapidei squadrate, che sorreggono strutture voltate a crociera. Il solaio di calpestio del piano primo è realizzato con volte a botte e a crociera. Quello del piano secondo è realizzato con putrelle d'acciaio e tavole di laterizio. La copertura è generalmente a capriate lignee, tranne che in corrispondenza della facciata di Piazza del Teatro, dove sono state recentemente sostituite con capriate in acciaio.

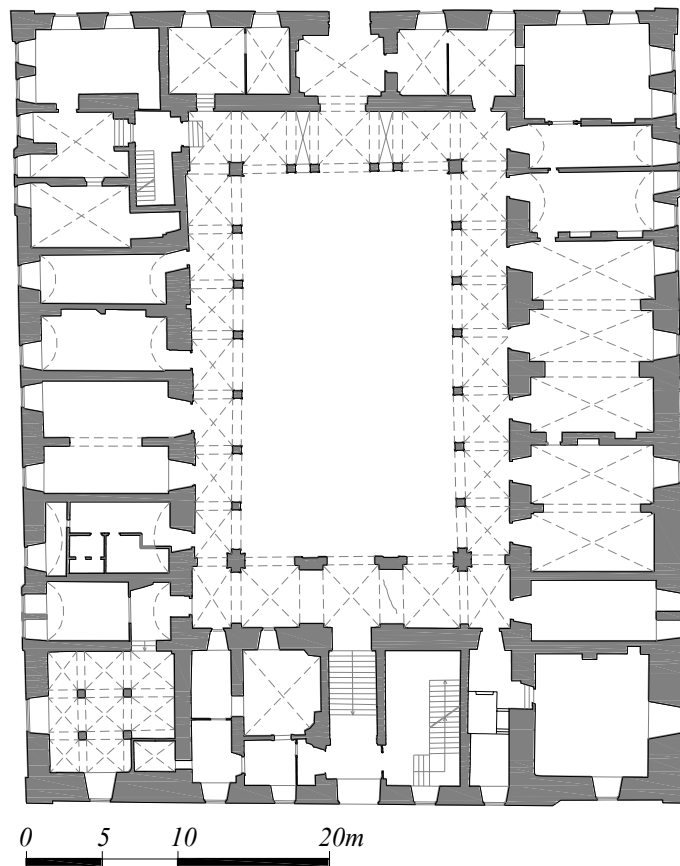


Figura 4.14 Scuola Elementare De Amicis, L'Aquila: Pianta piano terra

Le finiture interne sono di tipo tradizionale, a solo intonaco. Non vi sono affreschi o decorazioni di particolare pregio. Gli elementi decorativi di maggior valenza storica architettonica sono i fregi inseriti nel colonnato interno e in facciata. Inoltre in porzioni limitate del piano primo si notano controsoffitti in incannucciato.

Successivamente al sisma del 2009 i maggiori danni sono stati rilevati in corrispondenza della facciata su Piazza San Bernardino e consistono nel diffuso distacco parete-solaio ed il crollo di una porzione sommitale di muratura (fig. 4.15). All'interno dell'intero organismo strutturale sono inoltre state rilevate lesioni che interessano i maschi murari di tutte e tre i livelli. Per quanto riguarda gli elementi non strutturali occorre sottolineare che sono crollati la maggior parte dei controsoffitti.



Figura 4.15 Scuola Elementare De Amicis, L'Aquila: Opere provvisorie realizzate in seguito al sisma del 2009

4.3 LA RAPPRESENTATIVITÀ DEL CAMPIONE DI EDIFICI OGGETTO DI STUDIO

I quattro edifici scelti non vanno visti semplicemente come casi di studio dei quali si vuole andare a studiare il comportamento per carichi orizzontali ma costituiscono invece (come si vedrà nelle pagine successive) un campione che, per dimensioni e rapporti geometrici, risulta rappresentativo di una consistente porzione dell'edilizia storica monumentale (e non) di edificazione compresa tra '700 e inizi del '900 presente nelle città di L'Aquila e Napoli e, più in generale, dell'edilizia storica Barocca e Ottocentesca delle città del Centro-Sud Italia.

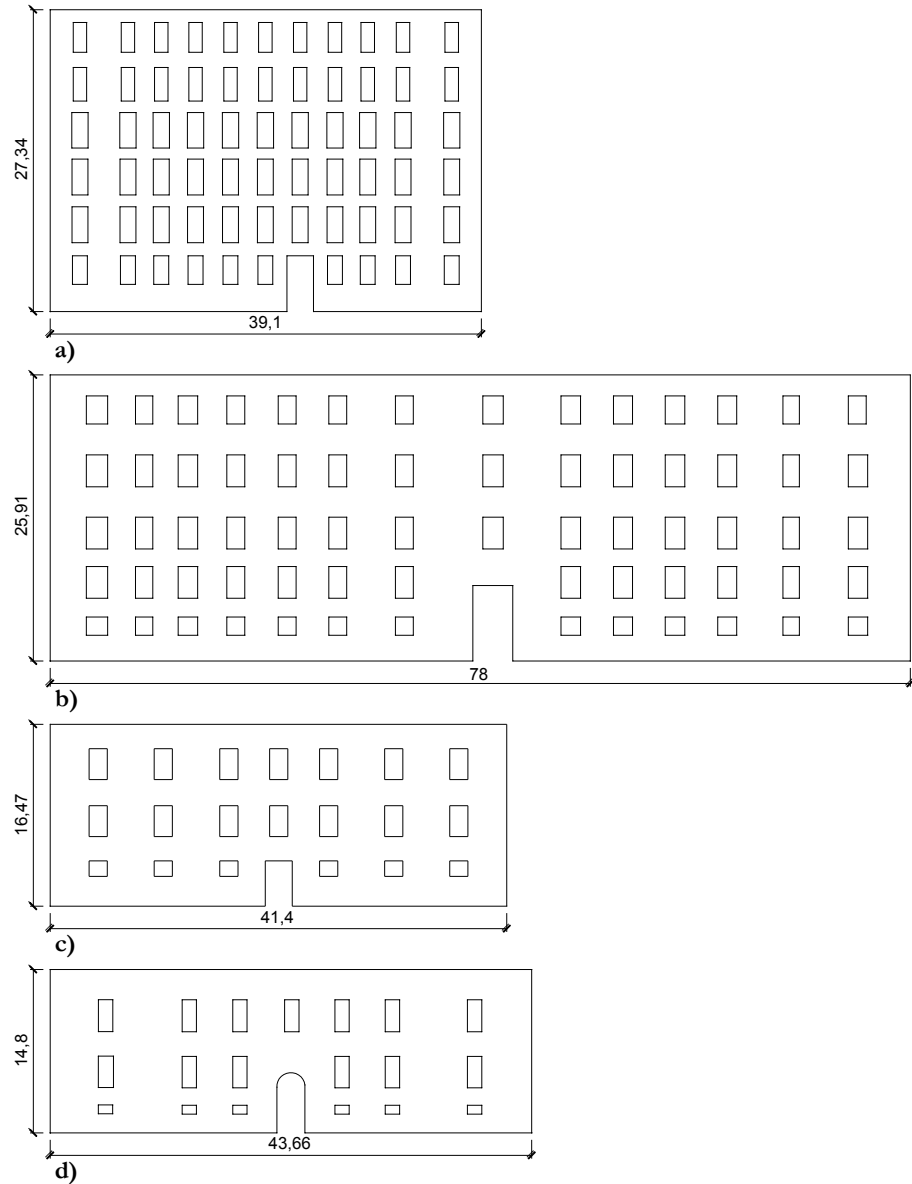


Figura 4.16 Geometria delle facciate principali dei quattro edifici: a) Palazzo Scarpa, b) Ex-Procura, c) Palazzo Centi, d) Scuola Elementare De Amicis

Si considerano per studiare la geometria delle facciate principali dei quattro edifici analizzati (fig. 4.16) gli indici geometrici definiti da Sparacio (2009) (fig. 4.17):

- Rapporto pieno vuoti: $R = B/L$ (vd. fig.3.35)
- Snellezza dei maschi murari: $S_n = h/B$ (vd. fig.3.35)

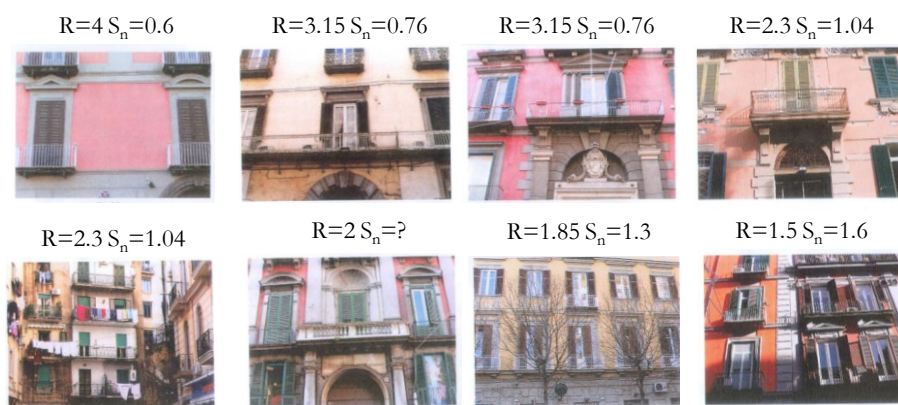


Figura 4.17 Esempi di calcolo dei coefficienti R ed S_n , (Sparacio, 2009)

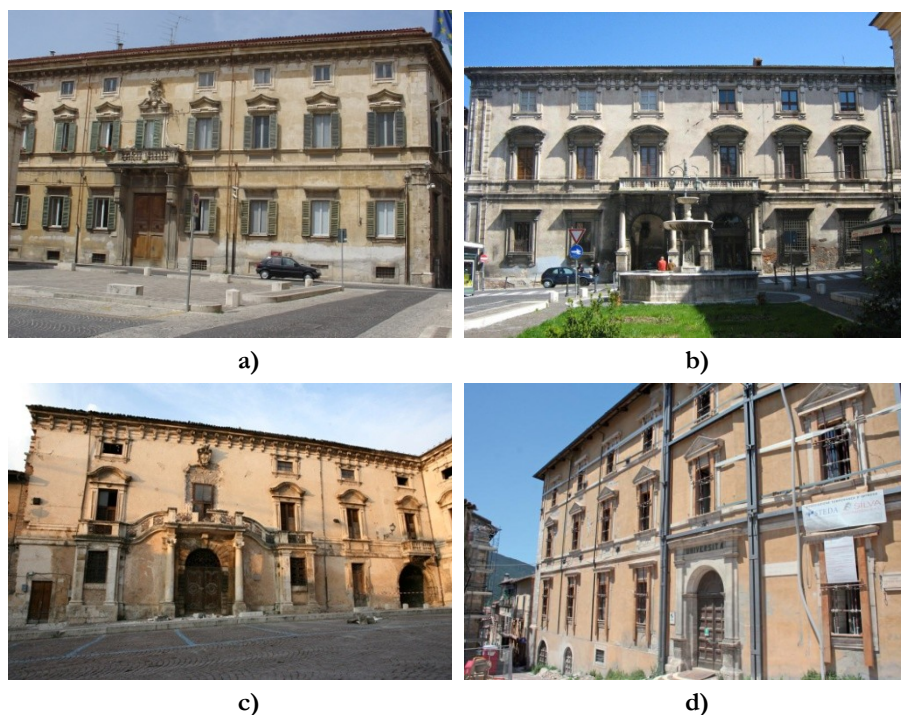


Figura 4.18 Alcuni palazzi storici aquilani: a) Palazzo Persichetti, b) Palazzo Pica Alfieri, c) Palazzo Ardinghelli, d) Palazzo Carli Benedetti

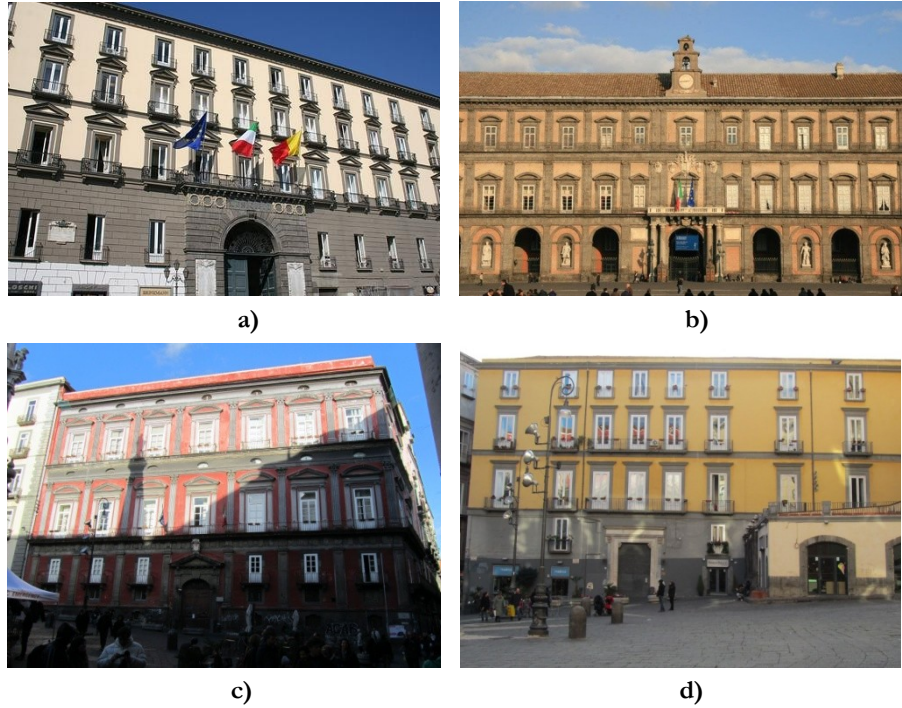


Figura 4.19 Alcuni palazzi storici napoletani: a) Palazzo San Giacomo, b) Palazzo Reale, c) Palazzo Corigliano, d) Palazzo Petrucci

Andando a determinare i valori di tali coefficienti per gli edifici analizzati:

- Palazzo Scarpa: $R = 1.5$; $S_n = 1.45$
- Ex Procura: $R = 1.89$; $S_n = 1.00$
- Palazzo Centi: $R = 2.12$; $S_n = 0.77$
- Scuola De Amicis: $R = 3.38$; $S_n = 0.79$

si nota come i palazzi Aquilani, rispetto a quelli Napoletani, siano caratterizzati da pareti con elevati rapporti pieni/vuoti e molto più tozze (anche come rapporti H_{tot}/B_{tot}). Quanto osservato da un punto di vista numerico su un campione di quattro edifici è apprezzabile anche mediante il semplice confronto visivo tra le facciate di alcuni famosi edifici storici napoletani ed aquilani (fig. 4.18 e 4.19).

La maggiore massività degli edifici aquilani è sicuramente dovuta ad una consapevolezza da parte delle maestranze dell'epoca dell'elevata pericolosità sismica con cui ci si andava a confrontare; si ricorda infatti che L'Aquila non è nuova a terremoti distruttivi, come ad esempio quello

che nel 1703 rase al suolo la città, che hanno sicuramente influenzato nei secoli il modo di edificare delle maestranze locali.

4.4 APPLICAZIONE DELL'ANALISI LIMITE

L'Analisi Limite, secondo le modalità esposte al paragrafo 3.10, è stata applicata per il calcolo del moltiplicatore di collasso delle quattro facciate principali degli edifici analizzati.

Essendo questa impiegata come strumento di controllo, si è scelto di inserire i risultati ottenuti dall'applicazione dell'Analisi Limite prima di quelli ottenuti dalle analisi svolte con i software di calcolo poiché risulta più comodo che siano già dall'inizio noti i risultati di riferimento con cui confrontare quelli delle analisi FEM.

4.4.1 Facciata Palazzo Scarpa

Ai fini del calcolo del moltiplicatore di collasso secondo la 3.12 (o la 3.16 con $M_{pl,p} = M_{pl,s} = 0$) è necessario tener conto della geometria della facciata (fig. 4.16a) ed in particolare dei seguenti parametri geometrici (valori medi):

- Larghezza dei pannelli di maschio: $B=2\text{m}$
- Altezza dei pannelli di maschio: $h=2.9\text{m}$
- Ampiezza delle aperture: $L=1.3\text{m}$
- Altezza dei pannelli di fascia: $t=1\text{m}$
- Altezza di interpiano ($h+t$): $H=3.9\text{m}$
- Peso pannelli di maschio: $\Sigma W_{p,i}=9660\text{kN}$
- Peso pannelli di fascia: $\Sigma W_{s,i}=1400\text{kN}$
- Numero di piani: $n_p=6$
- Numero di campate: $n_c=11$

Da cui si ottiene:

$$\lambda = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n_c+1} W_{p,i} + \sum_{j=1}^{n_c \cdot n_p} W_{s,j} \right) \frac{B}{2}}{\frac{n_p H}{2} \sum_{i=1}^{n_c+1} W_{p,i} + \left(\frac{n_p + 1}{2} H - \frac{t}{2} \right) \sum_{j=1}^{n_c \cdot n_p} W_{s,j}} =$$

$$\lambda = \frac{(9660 + 1400)l}{\frac{6 \cdot 3.9}{2} 9660 + \left(\frac{6+1}{2} 3.9 - \frac{0.5}{2} \right) 1400} = 0.0814$$

Il moltiplicatore calcolato con riferimento alla resistenza a taglio da scorrimento della facciata, determinata impiegando la (3.7) considerando $\mu=0.4$ ed $c=f_{vk0}=0.2\text{MPa}$, è pari a: $\lambda_s=0.234$. Essendo λ_s molto superiore a λ si capisce come il collasso della parete avvenga per l'attivazione di un meccanismo "a telaio".

4.4.2 Facciata Ex-Procure

La geometria della facciata (fig. 4.16b) è definita dai seguenti parametri geometrici (valori medi):

- Larghezza dei pannelli di maschio: $B=3.5\text{m}$
- Altezza dei pannelli di maschio: $h=3.4\text{m}$
- Ampiezza delle aperture: $L=1.85\text{m}$
- Altezza dei pannelli di fascia: $t=2.15\text{m}$
- Altezza di interpiano ($h+t$): $H=5.55\text{m}$
- Peso pannelli di maschio: $\Sigma W_{p,i}=31284\text{kN}$
- Peso pannelli di fascia: $\Sigma W_{s,i}=6116\text{kN}$
- Numero di piani: $n_p=5$
- Numero di campate: $n_c=14$
-

Da cui si ottiene:

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{\left(\sum_{i=1}^{n_c+1} W_{p,i} + \sum_{j=1}^{n_c \cdot n_p} W_{s,j} \right) \frac{B}{2}}{\frac{n_p H}{2} \sum_{i=1}^{n_c+1} W_{p,i} + \left(\frac{n_p+1}{2} H - \frac{t}{2} \right) \sum_{j=1}^{n_c \cdot n_p} W_{s,j}} = \\ &= \frac{(31284 + 6116)l.75}{\frac{5 \cdot 5.55}{2} 31284 + \left(\frac{5+1}{2} 5.55 - \frac{1.075}{2} \right) 6116} = 0.123 \end{aligned}$$

Il moltiplicatore calcolato con riferimento alla resistenza a taglio da scorrimento (determinata impiegando la (3.7)) della facciata è pari a: $\lambda_s=0.236$.

λ_s è molto superiore a λ e dunque il collasso della parete avviene per l'attivazione di un meccanismo "a telaio".

4.4.3 Facciata Palazzo Centi

La geometria della facciata (4,16c) è definita dai seguenti parametri geometrici (valori medi):

- Larghezza dei pannelli di maschio: $B=3.5\text{m}$
- Altezza dei pannelli di maschio: $h=2.7\text{m}$
- Ampiezza delle aperture: $L=1.65\text{m}$
- Altezza dei pannelli di fascia: $t=2.3\text{m}$
- Altezza di interpiano ($h+t$): $H=5.0\text{m}$
- Peso pannelli di maschio: $\Sigma W_{p,i}=7760\text{kN}$
- Peso pannelli di fascia: $\Sigma W_{s,i}=1280\text{kN}$
- Numero di piani: $n_p=3$
- Numero di campate: $n_c=7$

Da cui si ottiene:

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{\left(\sum_{i=1}^{n_c+1} W_{p,i} + \sum_{j=1}^{n_c \cdot n_p} W_{s,j} \right) \frac{B}{2}}{\frac{n_p H}{2} \sum_{i=1}^{n_c+1} W_{p,i} + \left(\frac{n_p + 1}{2} H - \frac{t}{2} \right) \sum_{j=1}^{n_c \cdot n_p} W_{s,j}} = \\ &= \frac{(7760 + 1280)1.75}{\frac{3 \cdot 5.0}{2} 7760 + \left(\frac{3+1}{2} 5 - \frac{1.15}{2} \right) 1280} = 0.2275\end{aligned}$$

Il moltiplicatore calcolato con riferimento alla resistenza a taglio da scorrimento (determinata impiegando la (3.7)) della facciata è pari a: $\lambda_s=0.2985$.

λ_s è superiore a λ e dunque il collasso della parete avviene per l'attivazione di un meccanismo "a telaio".

4.4.4 Facciata Scuola De Amicis

La geometria della facciata (4.16d) è definita dai seguenti parametri geometrici (valori medi):

- Larghezza dei pannelli di maschio: $B=4.4\text{m}$
- Altezza dei pannelli di maschio: $h=3.5\text{m}$
- Ampiezza delle aperture: $L=1.3\text{m}$
- Altezza dei pannelli di fascia: $t=2.5\text{m}$
- Altezza di iterpiano ($h+t$): $H=6.0\text{m}$
- Peso pannelli di maschio: $\Sigma W_{p,i}=12600\text{kN}$
- Peso pannelli di fascia: $\Sigma W_{s,i}=1272\text{kN}$
- Numero di piani: $n_p=2$
- Numero di campate: $n_c=7$

Da cui si ha:

$$\lambda = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n_c+1} W_{p,i} + \sum_{j=1}^{n_c \cdot n_p} W_{s,j} \right) \frac{B}{2}}{\frac{n_p H}{2} \sum_{i=1}^{n_c+1} W_{p,i} + \left(\frac{n_p + 1}{2} H - \frac{t}{2} \right) \sum_{j=1}^{n_c \cdot n_p} W_{s,j}} =$$

$$= \frac{(12600 + 1272) 2.2}{\frac{2 \cdot 6.0}{2} 12600 + \left(\frac{2+1}{2} 6 - \frac{1.25}{2} \right) 1272} = 0.357$$

Il moltiplicatore calcolato con riferimento alla resistenza a taglio da scorrimento (determinata impiegando la (3.7)) della facciata è pari a: $\lambda_s=0.336$.

λ_s è inferiore a λ e dunque ci si aspetta che in questo caso il collasso della parete sia causato dalla crisi per taglio dei pannelli di maschio del primo ordine.

Ritornando per un attimo alla geometria delle facciate si può notare come ci sia una proporzionalità diretta tra la snellezza dei maschi ed il moltiplicatore di collasso, come si può notare osservando i grafici in fig. 4.20a e b) ; da ciò si capisce come la sola geometria, indipendentemente dalle tecniche costruttive, dalle caratteristiche dei materiali, ecc., giochi

un ruolo importantissimo nel comportamento sismico degli edifici in muratura.

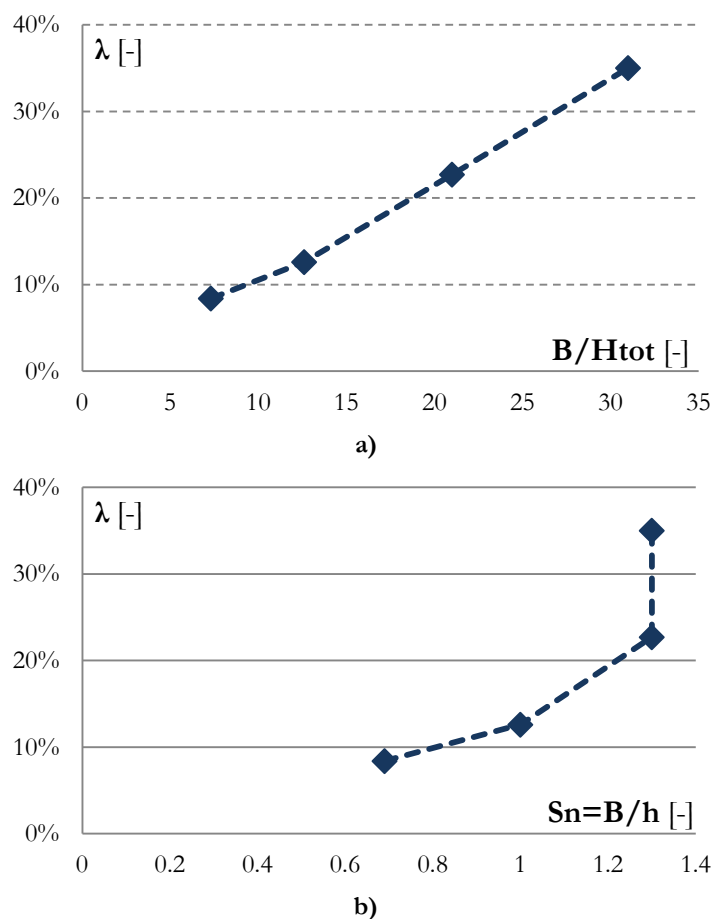


Figura 4.20 Andamento del moltiplicatore di collasso in funzione a) della snellezza dei setti e b) dei pannelli di maschio

4.5 ANALISI CON ABAQUS 6.10

Le pareti dei quattro edifici sono state analizzate mediante il software Abaqus 6.10 realizzando dei modelli piani e discretizzando la geometria in una mesh di dimensioni medie 0.25m (fig. 4.21, 25, 29, 33).

La meshatura dei modelli è stata effettuata cercando di mantenere la maggiore regolarità possibile ed evitando quindi di creare elementi con fattori di forma non ottimali.

Le dimensioni ottimali della mesh sono state definite mediante un'analisi parametrica condotta con l'obiettivo di ridurre i tempi di calcolo eccessivi (che si avrebbero con una mesh troppo fitta) andando però a non ridurre il grado di approssimazione (come nel caso di una mesh troppo rada).

Gli elementi finiti utilizzati appartengono, fra quelli presenti nella libreria di Abaqus, al tipo S4R; si tratta cioè di elementi a 4 nodi di tipo lineare adatti per la modellazione di strutture di tipo lastra/piastra.

Le pareti sono state vincolate alla base mediante incastri e caricate con il peso proprio durante il primo step dell'analisi, mentre, durante i successivi step è stata applicata in maniera incrementale una distribuzione di forze orizzontali proporzionali alle masse (body force) (fig. 4.22, 26, 30, 34).

Il modello di materiale considerato è di tipo "concrete" (del quale si è parlato ampiamente in 3.7) al quale sono state assegnate le seguenti proprietà:

- $E=2000\text{MPa}$,
- $\nu=0.25$,
- $\gamma=20\text{kN/m}^3$

I valori dei "failure ratios" considerati sono quelli già riportati in 3.7 mentre il legame costitutivo della muratura assegnato al modello è quello riportato alla fig. 3.13b.

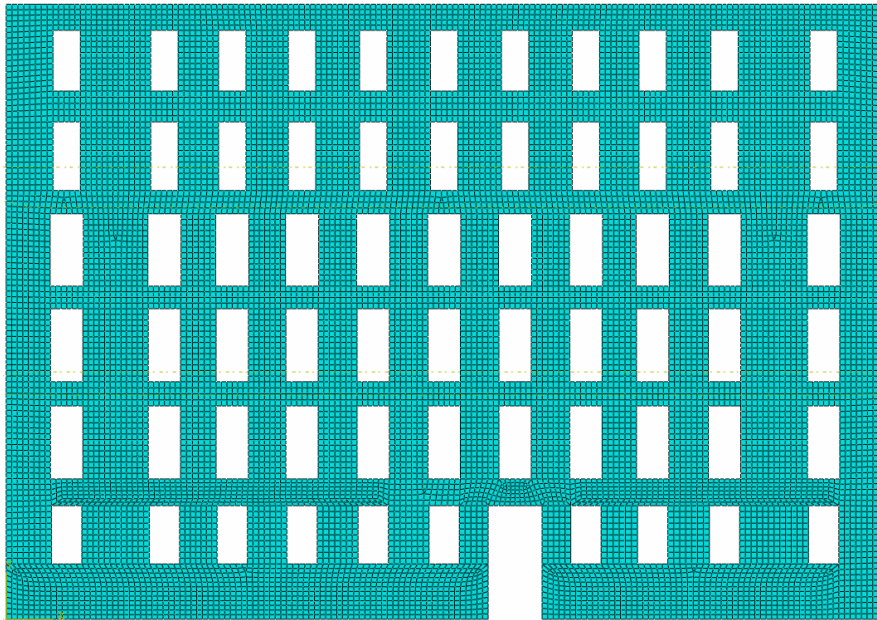


Figura 4.21 Palazzo Scarpa: Modellazione in Abaqus 6.10; dimensione media mesh 0.25m

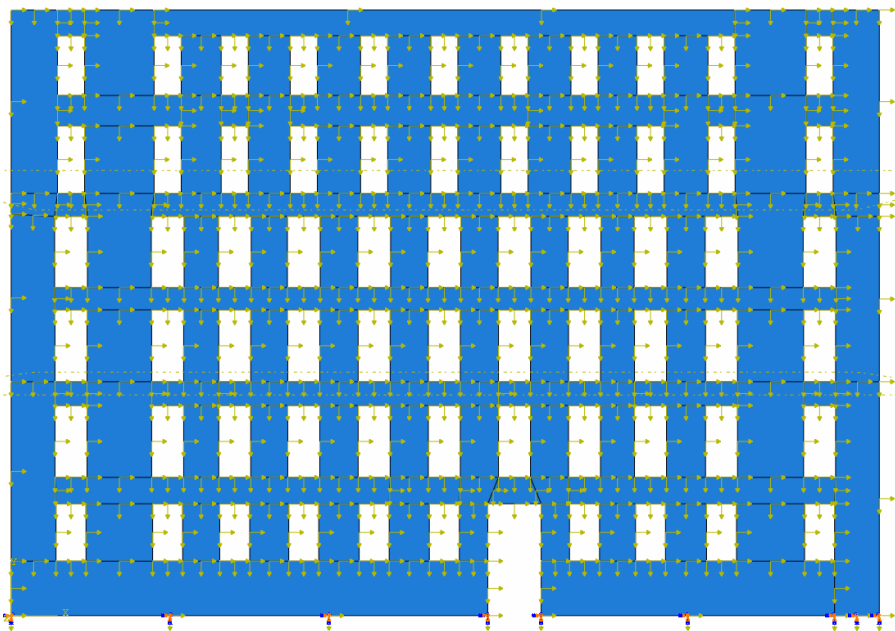


Figura 4.22 Palazzo Scarpa: Vincoli e carichi

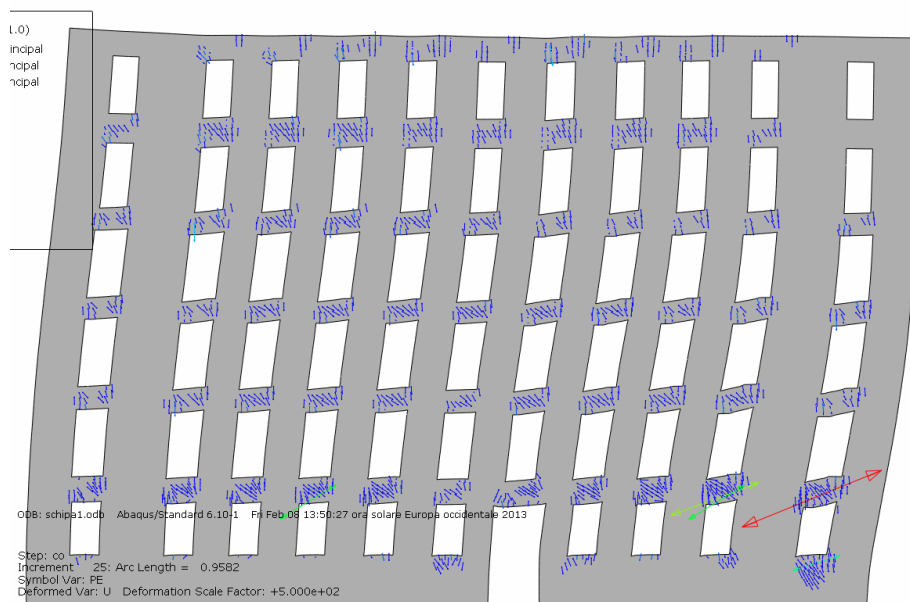


Figura 4.23 Palazzo Scarpa: Distribuzione delle deformazioni plastiche

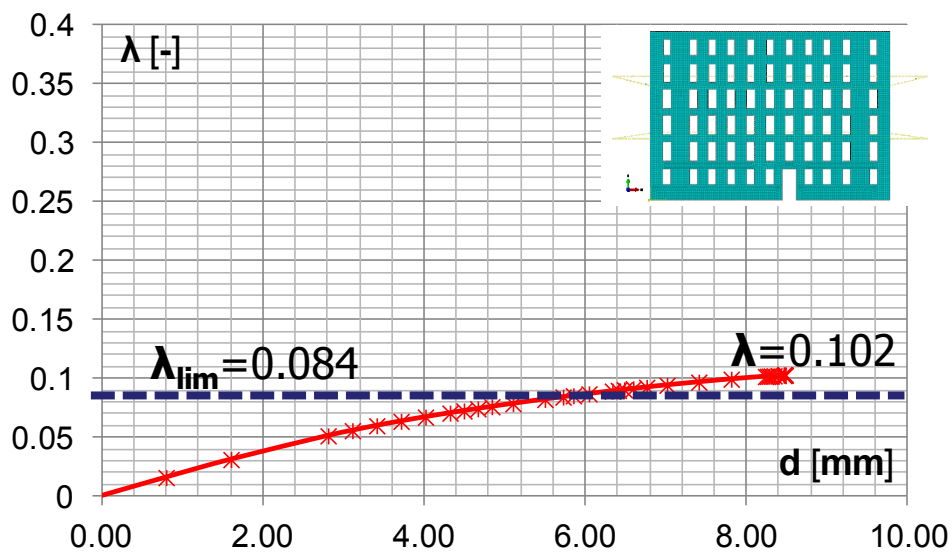


Figura 4.24 Palazzo Scarpa: Curva di capacità (Abaqus 6.1)

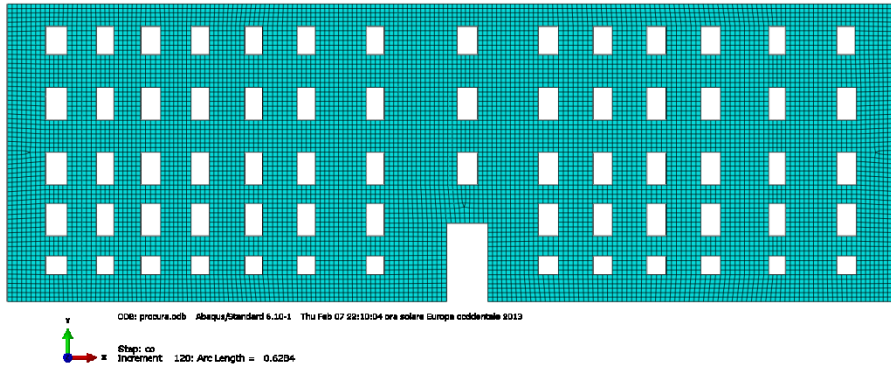


Figura 4.25 Edificio Ex Procura Napoli: Modellazione in Abaqus 6.10; dimensione media mesh 0.25m

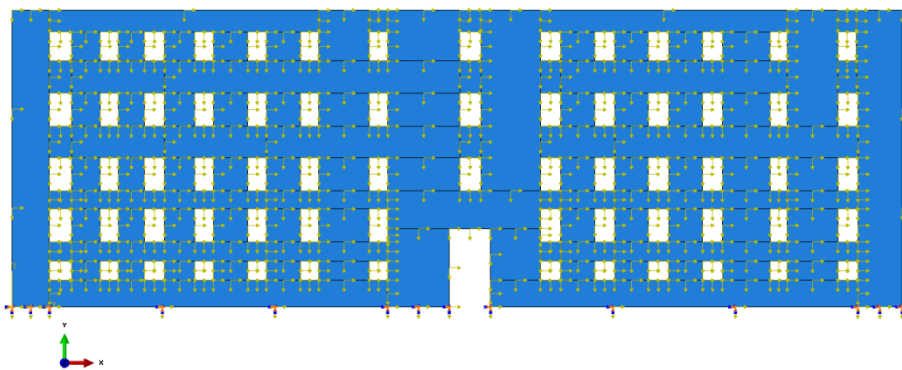
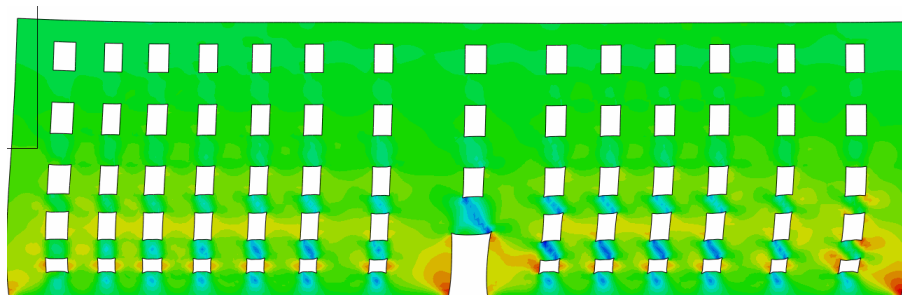


Figura 4.26 Edificio Ex Procura Napoli: Vincoli e carichi



ODB: procura.odb Abaqus/Standard 6.10-1 Thu Feb 07 22:10:04 ora solare Europa occidentale 2013

Step: co
Increment 120: Arc Length = 0.6284

Figura 4.27 Edificio Ex Procura Napoli: Distribuzione delle deformazioni plastiche

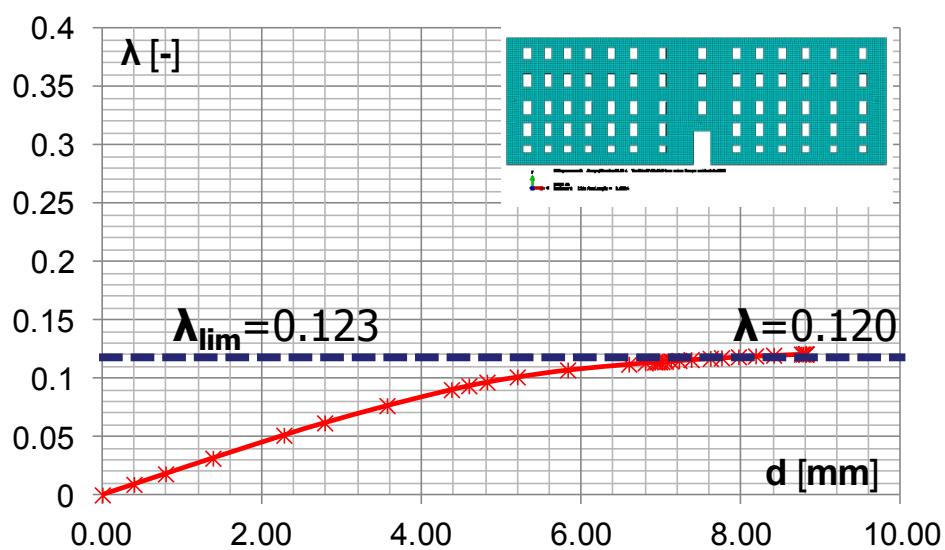


Figura 4.28 Edificio Ex Procura Napoli: Curva di capacità (Abaqus 6.1)

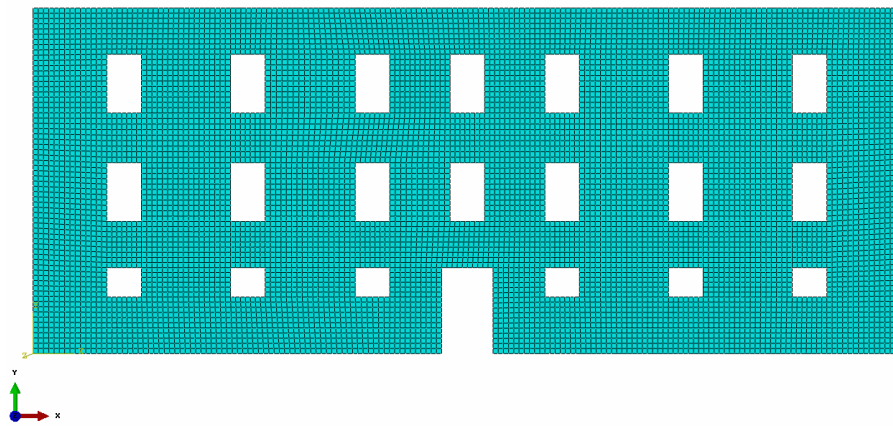


Figura 4.29 Palazzo Centi: Modellazione in Abaqus 6.10; dimensione media mesh 0.25m

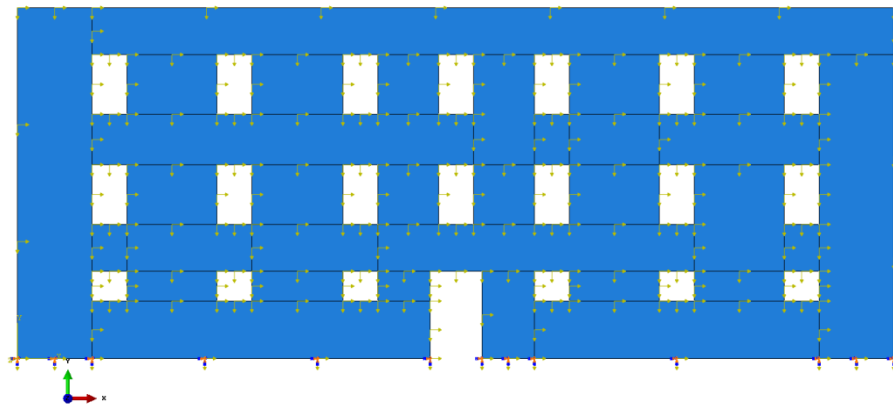


Figura 4.30 Palazzo Centi: Vincoli e carichi

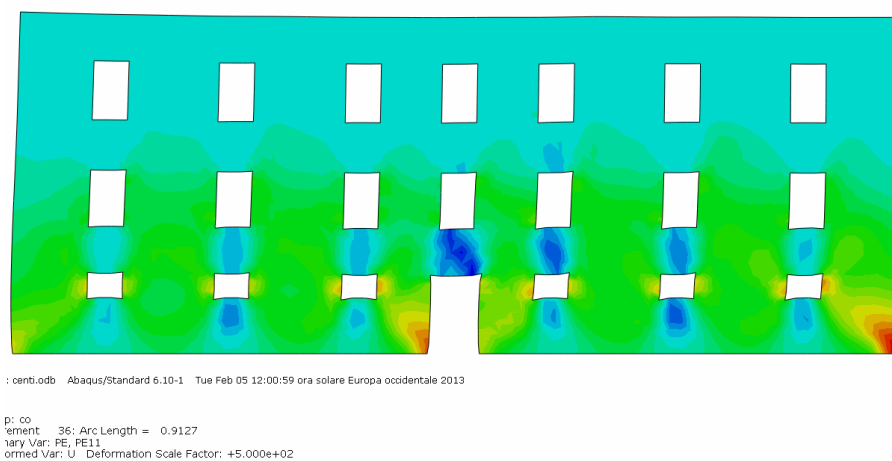


Figura 4.31 Palazzo Centi: Distribuzione delle deformazioni plastiche

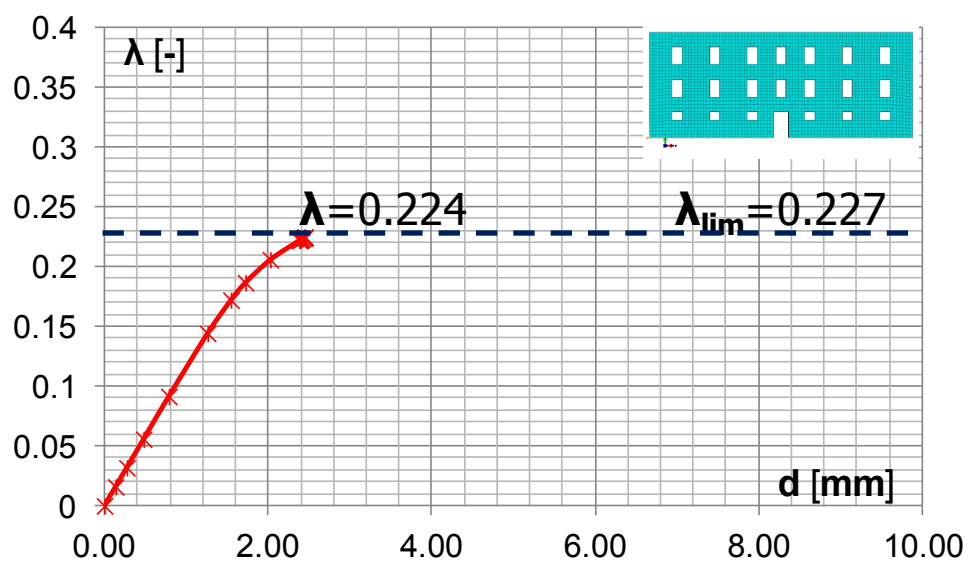


Figura 4.32 Palazzo Centi: Curva di capacità (Abaqus 6.1)

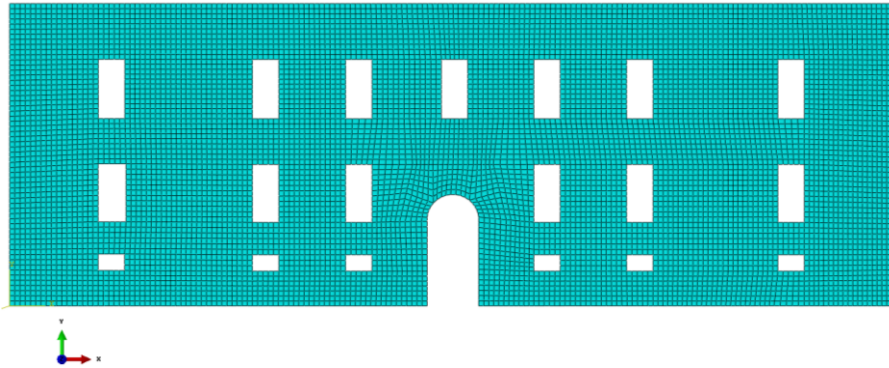


Figura 4.33 Scuola De Amicis: Modellazione in Abaqus 6.10; dimensione media mesh 0.25m

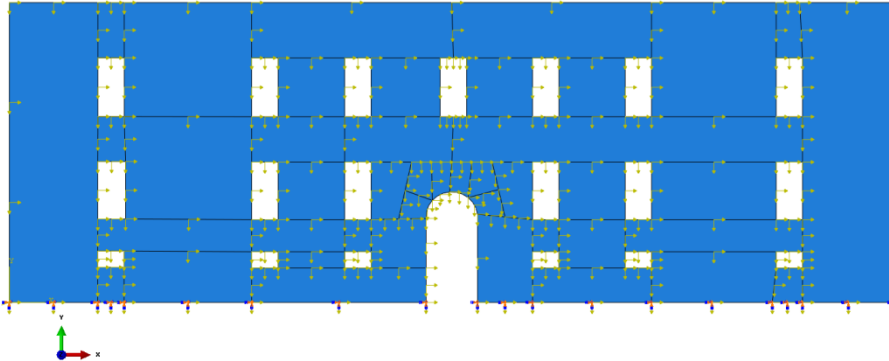


Figura 4.34 Scuola De Amicis: Vincoli e carichi

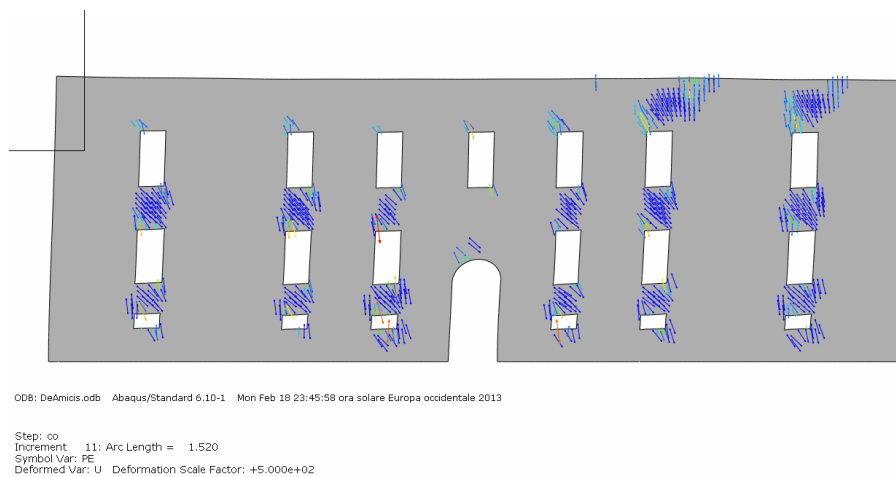


Figura 4.35 Scuola De Amicis: Distribuzione delle deformazioni plastiche

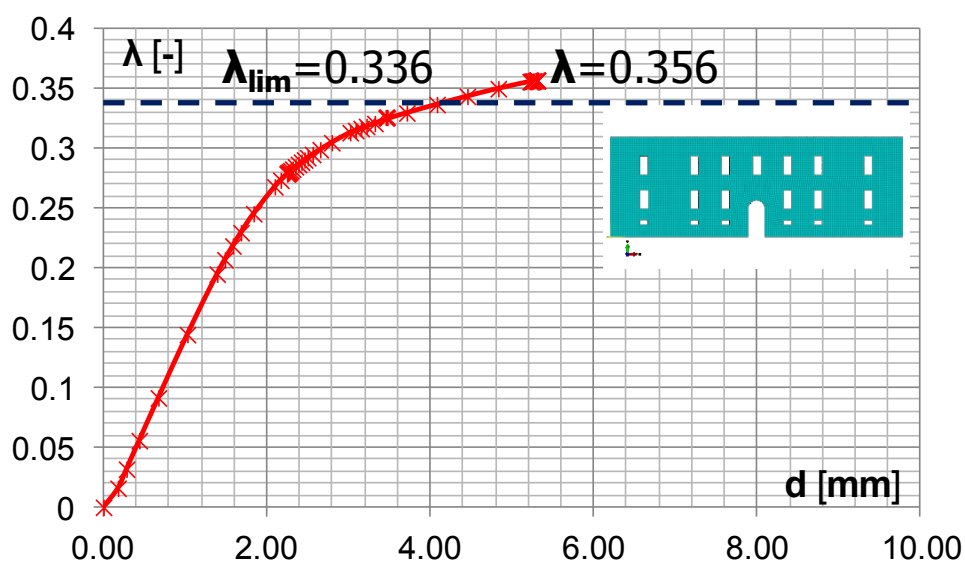


Figura 4.36 Scuola De Amicis: Curva di capacità (Abaqus 6.1)

Nelle fig. 4.23, 27, 31, 35 e 4.24, 28, 32, 36 sono riportati, sotto forma di distribuzione del danneggiamento (tensore di deformazione plastica) e di curve forza-spostamento, i risultati delle analisi svolte con Abaqus 6.10.

Un prima osservazione può essere fatta in merito allo stato di danneggiamento (riportato sotto forma di countour laddove i vettori non consentivano una leggibilità adeguata) dal quale emerge come nella quasi totalità dei casi il collasso avvenga per il danneggiamento diffuso dei pannelli di fascia, mentre, i maschi presentano solo danni localizzati negli spigoli (dove si creano concentrazioni di tensione).

Dalle curve forza spostamento risulta evidente come i risultati ottenuti dalla modellazione con Abaqus siano in perfetto accordo con quelli ottenuti dall'Analisi Limite, lo scarto medio esistente tra i risultati è infatti pari a circa il 6%.

Sempre osservando le curve forza-spostamento, ed in particolare i valori degli spostamenti orizzontali del punto di controllo (posto in sommità alle pareti), si nota come tali spostamenti siano molto esigui se confrontati con l'altezza delle pareti; questo dipende sicuramente dal modello numerico che, dopo aver raggiunto un certo stato di danneggiamento, trova molti problemi di convergenza terminando così l'analisi. Risulta quindi molto complicato, dopo i primi incrementi di forza orizzontale, riuscire a portare a termine una fase a controllo di spostamenti che sia in grado di fornire gli effettivi spostamenti attingibili dalla struttura che risultano fondamentali per la verifica della capacità sismica delle pareti mediante un approccio agli spostamenti.

Si capisce dunque che il modello di materiale adottato è affidabile per la sola determinazione della capacità in termini di forza ma non è capace di restituire una realistica risposta della parete in termini di spostamenti.

4.6 ANALISI CON 3D MACRO

Impiegando il software 3D Macro sono state svolte analisi analoghe a quelle appena descritte effettuate con Abaqus 6.10.

Il software 3D Macro è di uso più diffuso a livello professionale e dunque per la modellazione della parete sono necessari, oltre alla geometria, un numero minore di parametri:

- Modulo di elasticità normale: $E=2000\text{MPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale: $G=800\text{MPa}$
- Resistenza a compressione della muratura: $f_m=2\text{MPa}$
- Resistenza a taglio della muratura: $f_{vk0}=0.03\text{MPa}$
- Peso per unità di volume: $\gamma=20\text{kN/m}^3$

(n.b. i parametri sono stati, per quanto possibile, scelti uguali a quelli impiegati per l'analisi con Abaqus in modo da garantire la possibilità di confronto dei risultati ottenuti)

Nonostante esista anche in 3D Macro la possibilità di creare una mesh più fitta della parete si è deciso di non effettuare questa scelta (fig.4.37, 4, 43, 46) in quanto la creazione di una mesh più fitta "appesantisce" il modello e fornisce risultati che non sembrano particolarmente più precisi, anzi, confondono leggermente le idee, in particolare per quel che riguarda lo stato di danneggiamento della parete al collasso.

Modellare ciascun pannello mediante un macroelemento invece fornisce risultati molto leggibili e chiaramente interpretabili anche nell'ottica del progetto di un eventuale intervento di consolidamento della struttura.

Le analisi sono state articolate in 3 fasi principali:

- Applicazione dei carichi verticali
- Analisi incrementale per forze orizzontali: fase a controllo di forza
- Analisi incrementale per forze orizzontali: fase a controllo di spostamento

Al termine dell'analisi il software fornisce le curve forze spostamento per ciascuna direzione di analisi e per ciascuna delle distribuzioni di forze considerate.

Le distribuzioni di forze considerate sono, come consuetudine, quella proporzionale alle masse e quella proporzionale all'altezza dal suolo (prima forma modale), tuttavia, dovendo effettuare un confronto con le analisi svolte con Abaqus considerando un sistema di forze proporzionali alle masse, anche nel caso di 3D Macro è stata considerata la prima tra le due distribuzioni di forze orizzontali possibili.

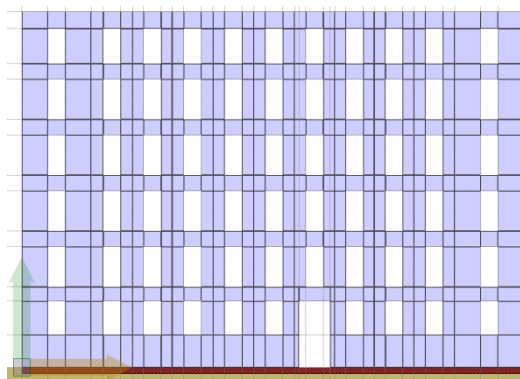


Figura 4.37 Palazzo Scarpa: Modellazione in 3D Macro

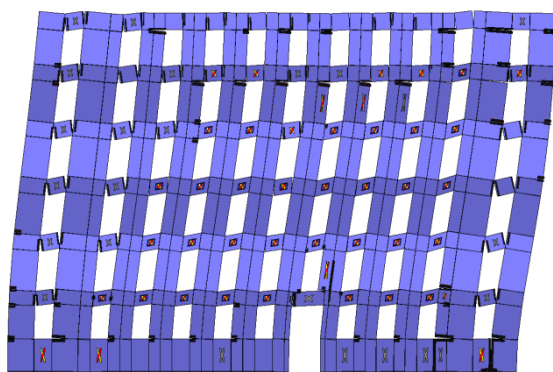


Figura 4.38 Palazzo Scarpa: Stato di danneggiamento al collasso

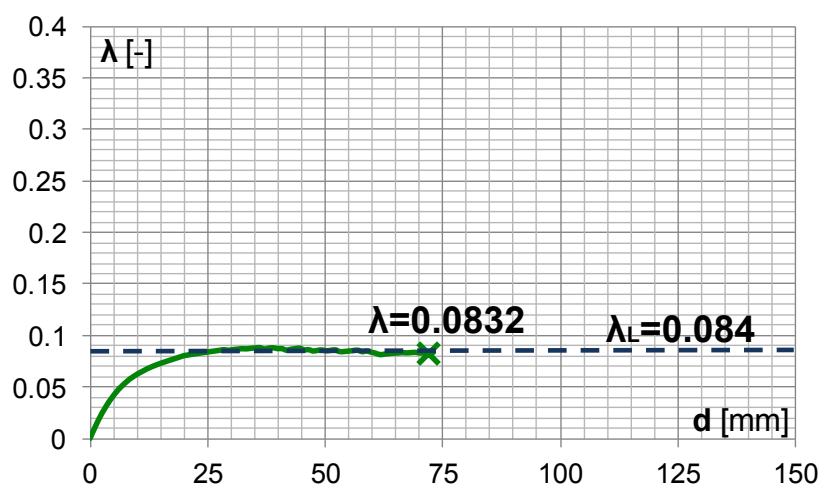


Figura 4.39 Palazzo Scarpa: Curva di capacità (3D Macro)

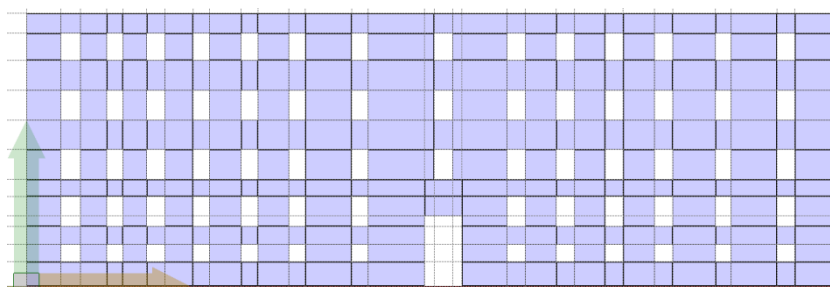


Figura 4.40 Ex Procura: Modellazione in 3D Macro

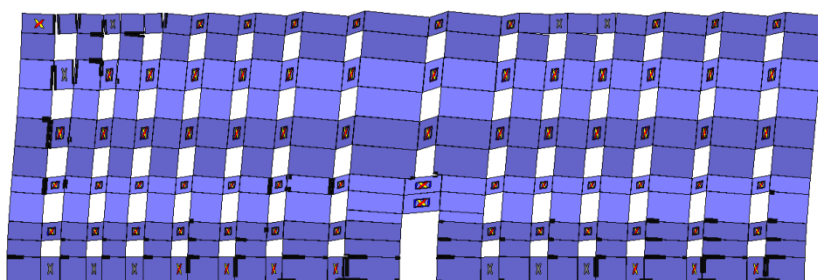


Figura 4.41 Ex Procura: Stato di danneggiamento al collasso

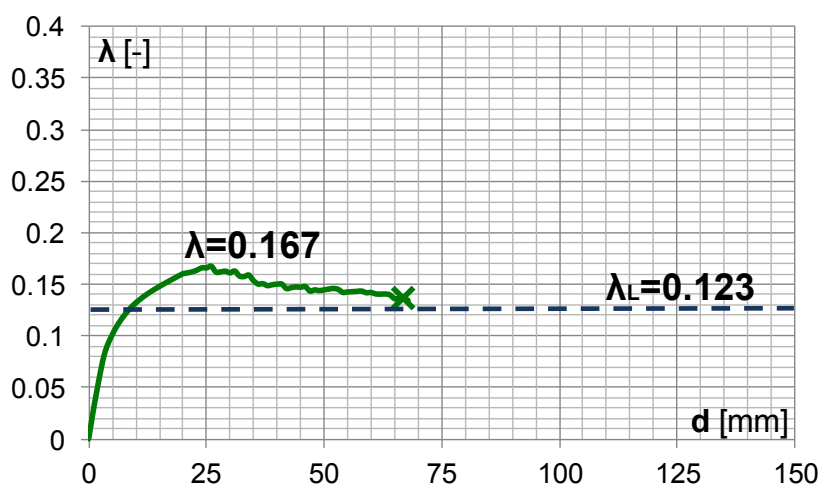


Figura 4.42 Ex Procura: Curva di capacità (3D Macro)

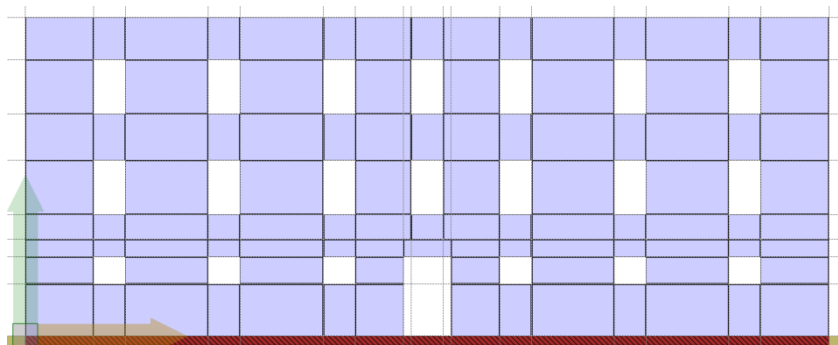


Figura 4.43 Palazzo Centi: Modellazione in 3D Macro

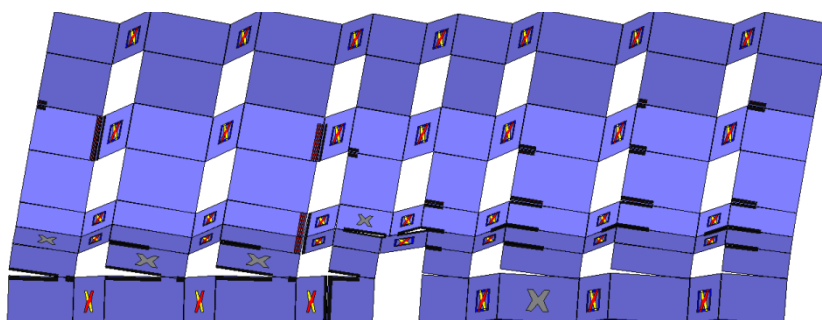


Figura 4.44 Palazzo Centi: Stato di danneggiamento al collasso

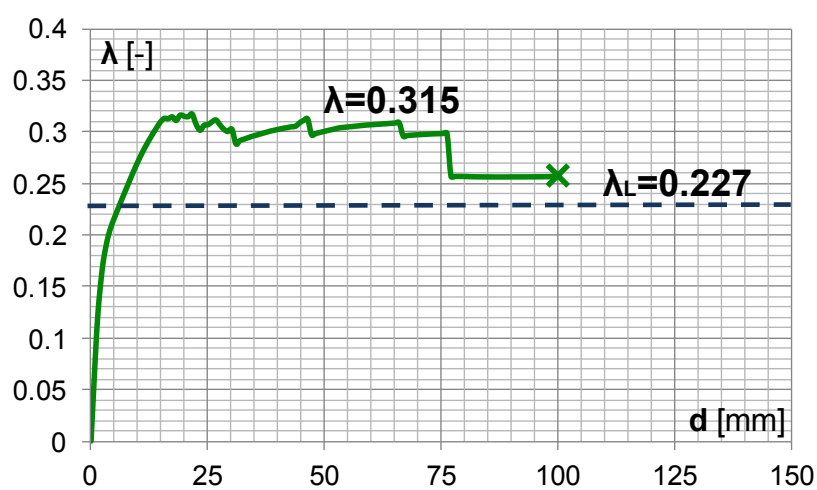


Figura 4.45 Palazzo Centi: Curva di capacità (3D Macro)

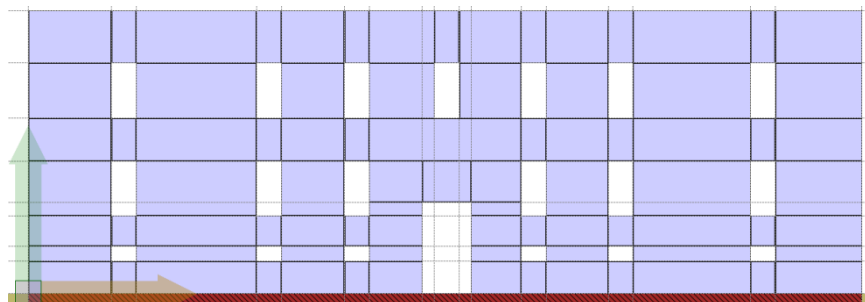


Figura 4.46 Scuola De Amicis: Modellazione in 3D Macro

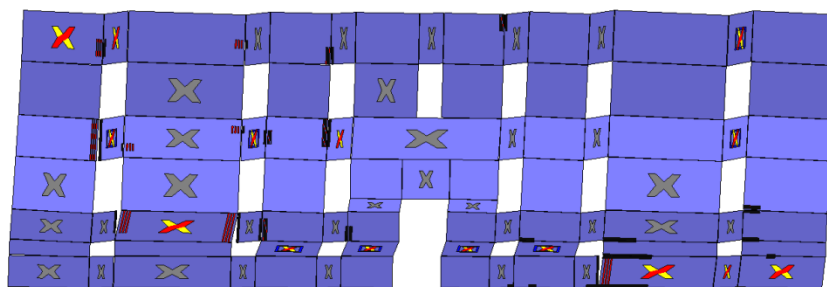


Figura 4.47 Scuola De Amicis: Stato di danneggiamento al collasso

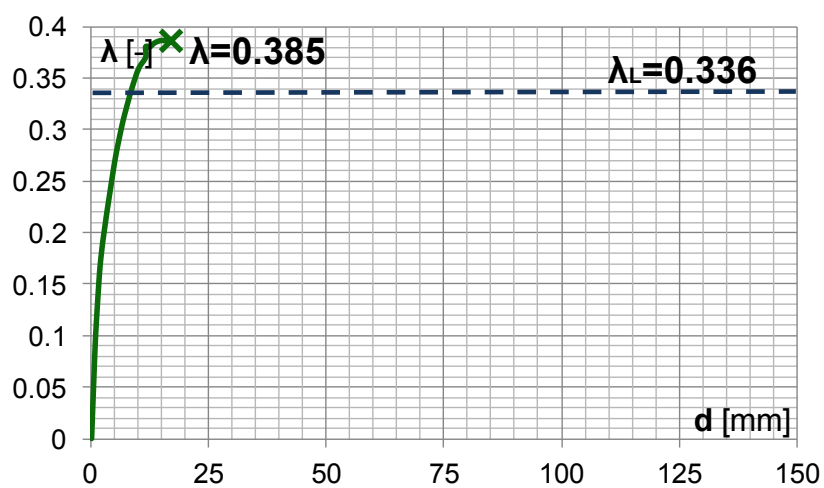


Figura 4.48 Scuola De Amicis: Curva di capacità (3D Macro)

Dall'osservazione dei risultati ottenuti in termini di stato di danneggiamento al collasso (fig. 4.38, 41, 44, 47) e curve di capacità (fig. 4.39, 42, 45, 48) delle pareti è possibile fare una serie di considerazioni.

Innanzitutto si nota come la corrispondenza con i risultati ottenuti dall'applicazione dell'Analisi Limite sia anche in questo caso buona e si abbiano scarti che in media si aggirano attorno al 10-15%.

Si nota però come le analisi con 3D Macro permettano, grazie ad una fase a controllo di spostamenti piuttosto stabile, di spingere l'analisi fino a valori dello spostamento ultimo molto maggiori rispetto a quelli raggiunti al termine delle analisi con Abaqus.

I risultati in merito al danneggiamento delle pareti al collasso appaiono concordi con quanto ottenuto dalle analisi effettuate con Abaqus, in quanto, anche in questo caso, il maggior grado di danneggiamento si verifica nei pannelli di fascia che raggiungono la crisi per taglio (simbolo in fig.: quadrato con X al centro) in tutti i casi tranne che per la Scuola De Amicis; per la Scuola De Amicis si vede infatti come il collasso avvenga per effetto della crisi a taglio dei pannelli di maschio che porta come diretta conseguenza al collasso fragile osservato in fig. 4.48.

4.7 ANALISI CON 3MURI

L'analisi con il software 3Muri è stata effettuata con modalità operative analoghe (sia per il tipo di analisi che per le distribuzioni di carichi adottate) a quelle dell'analisi con 3D Macro nonostante i due software implementino due modelli meccanici molto differenti tra loro (paragrafi 3.8 e 3.9).

Quindi, oltre alla definizione della geometria della parete, in base alla quale il software definisce in automatico le caratteristiche del telaio equivalente, è stato necessario definire le proprietà della muratura che, anche in questo caso, sono state scelte identiche a quelle adottate per le analisi con Abaqus e 3D Macro in modo da poter confrontare in modo legittimo i risultati.

Le principali proprietà assegnate alla muratura sono:

- Modulo di elasticità normale: $E=2000\text{MPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale: $G=800\text{MPa}$
- Resistenza a compressione della muratura: $f_m=2\text{MPa}$
- Resistenza a taglio della muratura: $f_{vk0}=0.03\text{MPa}$

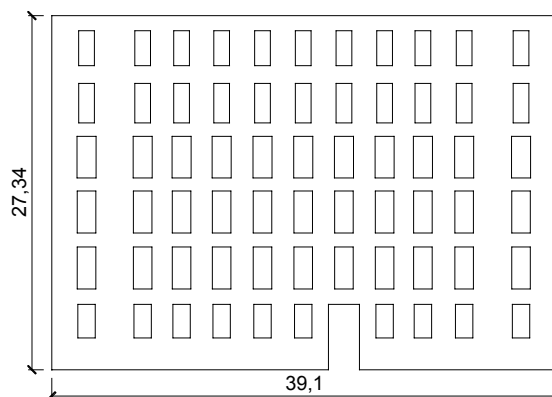


Figura 4.49 Palazzo Scarpa: Geometria della facciata

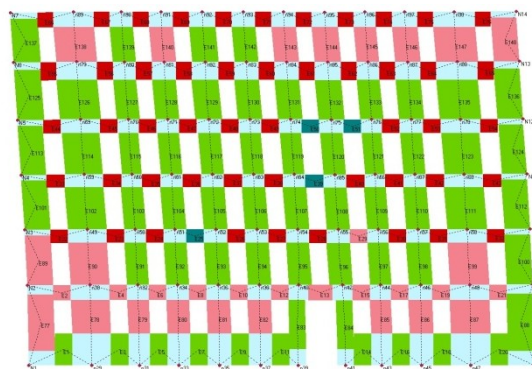


Figura 4.50 Palazzo Scarpa: Stato di danneggiamento al collasso

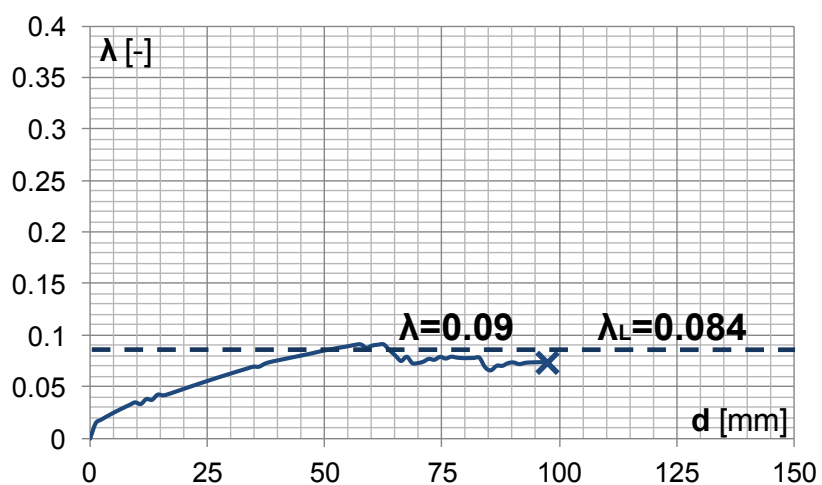


Figura 4.51 Palazzo Scarpa: Curva di capacità (3Muri)

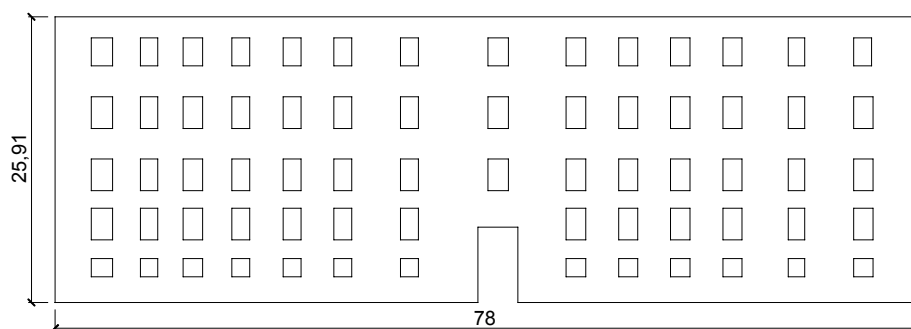


Figura 4.52 Ex Procura: Geometria della facciata

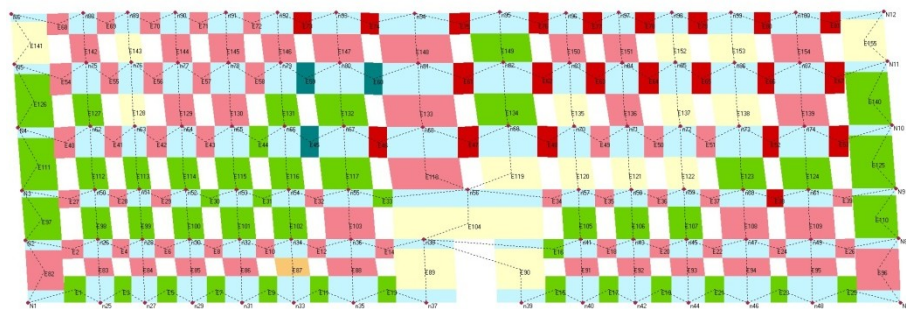


Figura 4.53 Ex Procura: Stato di danneggiamento al collasso

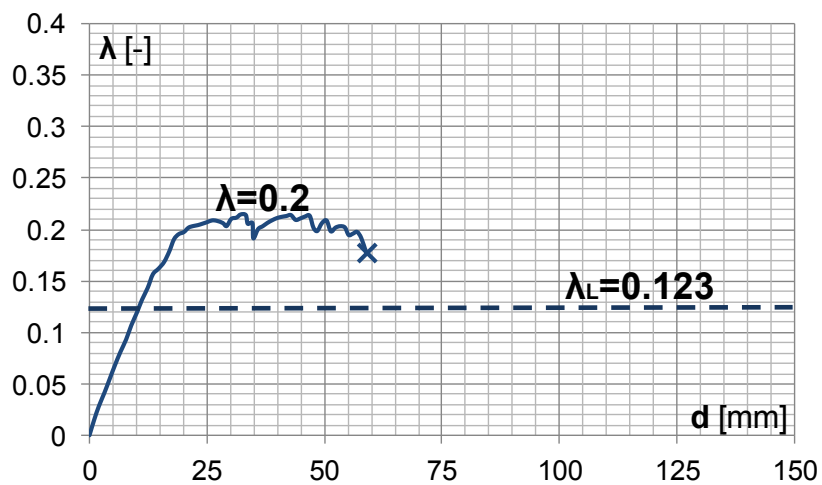


Figura 4.54 Ex Procura: Curva di capacità (3Muri)

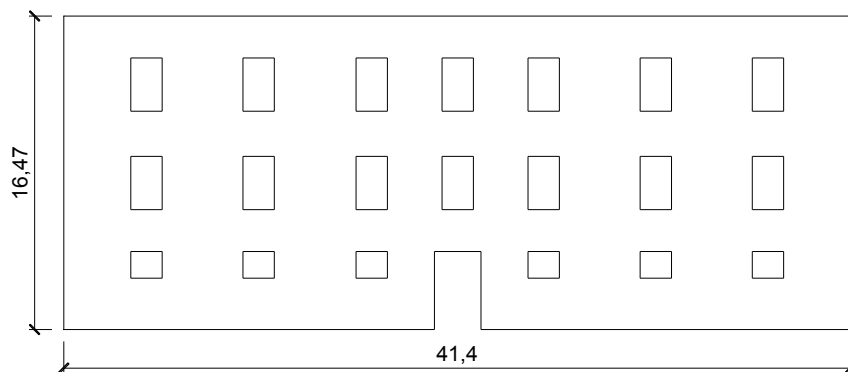


Figura 4.55 Palazzo Centi: Geometria della facciata

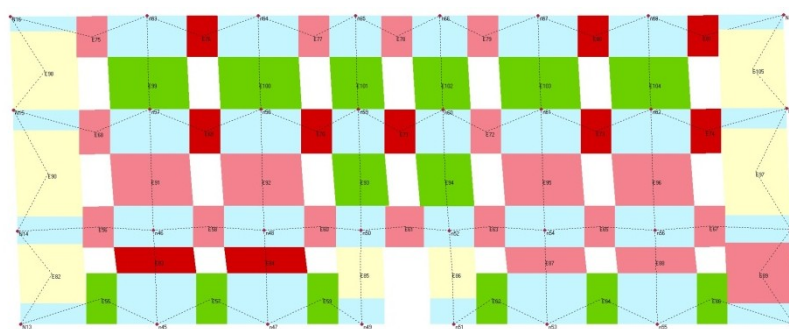


Figura 4.56 Palazzo Centi: Stato di danneggiamento al collasso

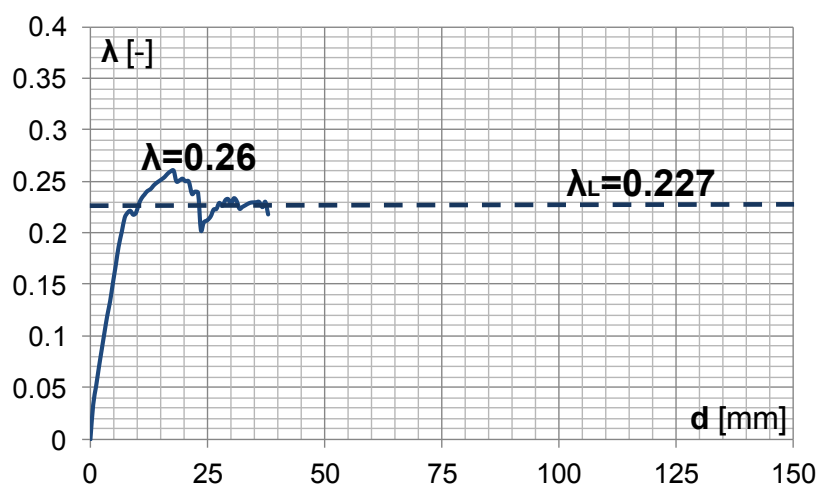


Figura 4.57 Palazzo Centi: Curva di capacità (3Muri)

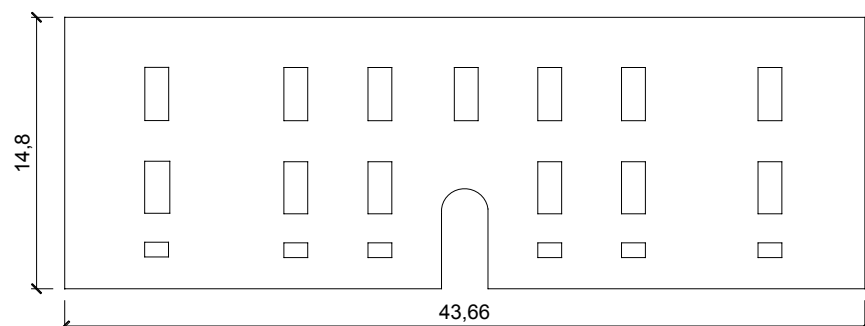


Figura 4.58 Scuola De Amicis: Geometria della facciata

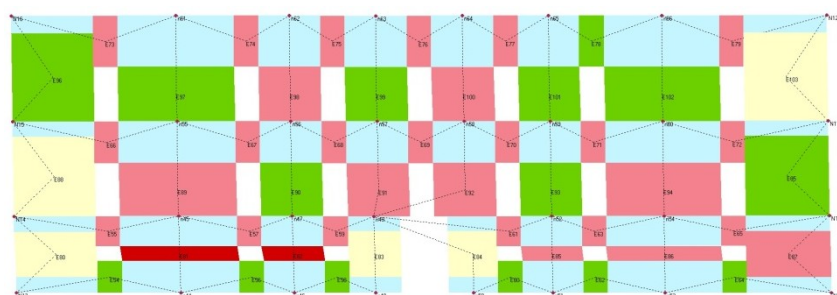


Figura 4.59 Scuola De Amicis: Stato di danneggiamento al collasso

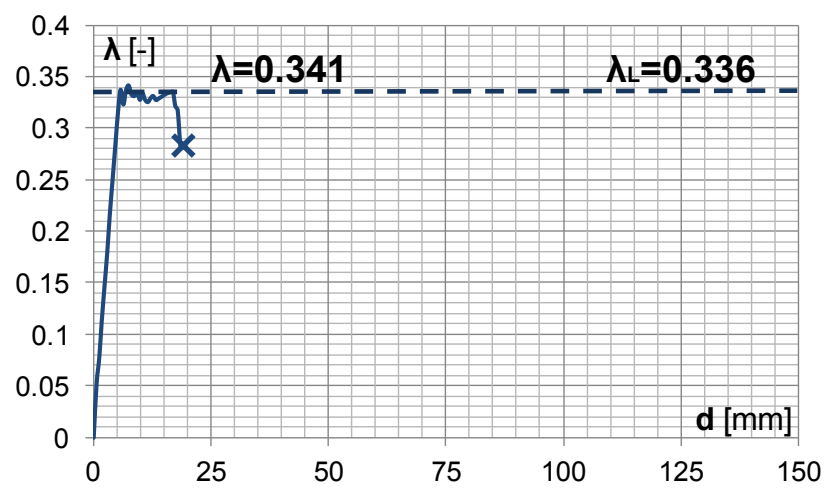


Figura 4.60 Scuola De Amicis: Curva di capacità (3Muri)

Dall'osservazione dei risultati si nota come anche l'analisi con il software 3Muri permetta di indagare in maniera apprezzabile il comportamento della struttura in campo inelastico raggiungendo, al termine dell'analisi, valori considerevoli (se confrontati con quelli ottenuti con Abaqus) dello spostamento ultimo (fig. 4.51, 54, 57, 60).

La capacità della parete in termini di tagliante massimo sopportabile sembra, anche in questo caso, in buon accordo con i risultati ottenuti dall'impiego dell'Analisi Limite; tranne nel caso della facciata dell'Ex-Procura (fig. 4.54) dove si ha un errore quasi del 40% (dovuto sicuramente a qualche problema di modellazione legato alla grossa foratura che si ha in corrispondenza del portale di ingresso), lo scarto tra il moltiplicatore di collasso ottenuto con l'Analisi Limite ed il massimo tagliante (adimensionalizzato) ottenuto da 3Muri è mediamente pari al 7%.

Lo stato di danneggiamento delle pareti (fig. 4.50, 53, 56, 59) è in tutti i casi compatibile con quello osservato dai risultati delle analisi in Abaqus e 3D Macro; si osserva infatti come in tutti i casi il collasso sia dovuto alla crisi per taglio degli elementi di accoppiamento tra setti murari (pannelli di fascia) tranne nel caso della Scuola De Amicis dove, anche in questo caso, si osserva come il danneggiamento più grave si abbia nei pannelli di maschio alla base che manifestano una crisi per taglio che si riflette sulla ridotta duttilità globale della parete (fig. 4.60).

4.8 CONFRONTO TRA I RISULTATI OTTENUTI DALLE DIFFERENTI MODELLAZIONI E CONSIDERAZIONI

Nelle fig. 4.61, 62, 63 e 64 si riporta per ciascuno degli edifici analizzati il confronto tra le curve forza spostamento ottenute mediante l'impiego dei tre software ed il valore del moltiplicatore di collasso ottenuto applicando l'Analisi Limite.

Dall'osservazione di tutti e quattro i grafici si ha la conferma di come l'Analisi Limite sia assolutamente uno strumento valido per il calcolo della capacità (in termini di forza) di pareti sollecitate nel piano da forze orizzontali. Dunque si capisce come questa possa rappresentare un rapidissimo metodo per la verifica di analisi più raffinate ma, allo stesso tempo, difficilmente controllabili.

In merito alle prestazioni dei tre software di calcolo risulta evidente la difficoltà nell'eseguire analisi a controllo di spostamento sufficientemente "spinte" con Abaqus.

D'altra parte si può osservare come, rispetto a quelle eseguite con 3Muri, le analisi eseguite con 3D macro, tranne nel caso di fig. 4.61, raggiungano valori più elevati dello spostamento ultimo ed anche valori più elevati della capacità in termini di tagliante massimo. La motivazione alla base di questa evidenza sta, come notato da Lourenço (2013) in uno studio analogo, nella modellazione profondamente differente che i due software adottano. Ma questo è comunque un aspetto che richiede ulteriori approfondimenti che non è possibile portare a termine in questa sede.

Infine, in merito allo stato di danneggiamento, tutti e tre i software mostrano una assoluta "convergenza" su quelle che sono le possibili modalità di collasso delle pareti; tranne che nel caso della Scuola De Amicis, per la quale anche dal calcolo del moltiplicatore limite emergeva come la modalità di collasso prevalente era la crisi per taglio dei maschi, in tutti gli edifici si vede come il meccanismo di collasso sia governato dalla crisi per taglio dei pannelli di fascia che si confermano un elemento fondamentale per la resistenza sismica di pareti in muratura (specie se di classe 1 e cioè prive di cordoli, piattabande in acciaio, ecc.).

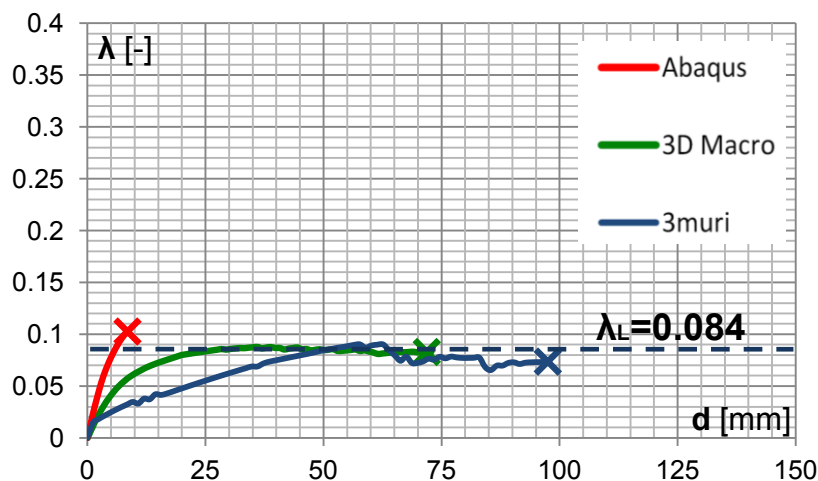


Figura 4.61 Palazzo Scarpa: Confronto risultati

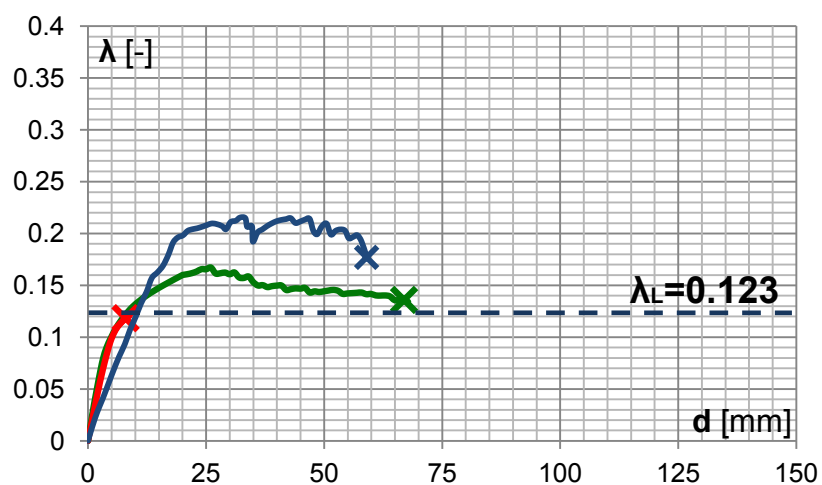


Figura 4.62 Ex Procura: Confronto risultati

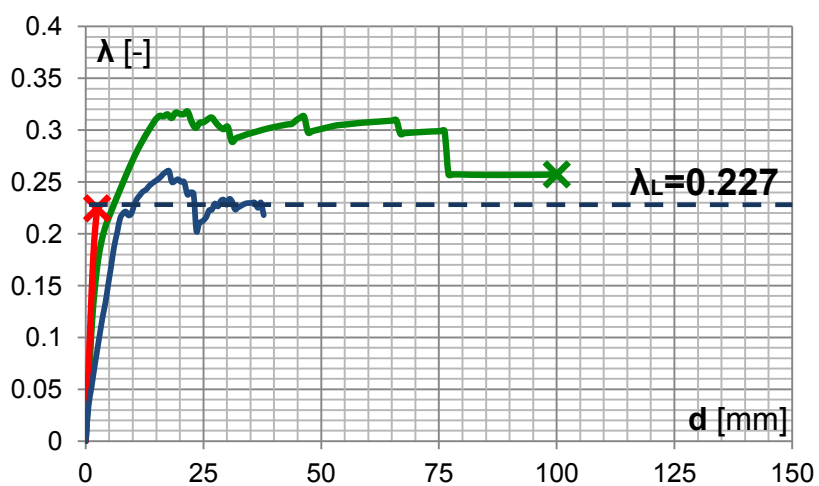


Figura 4.63 Palazzo Centi: Confronto risultati

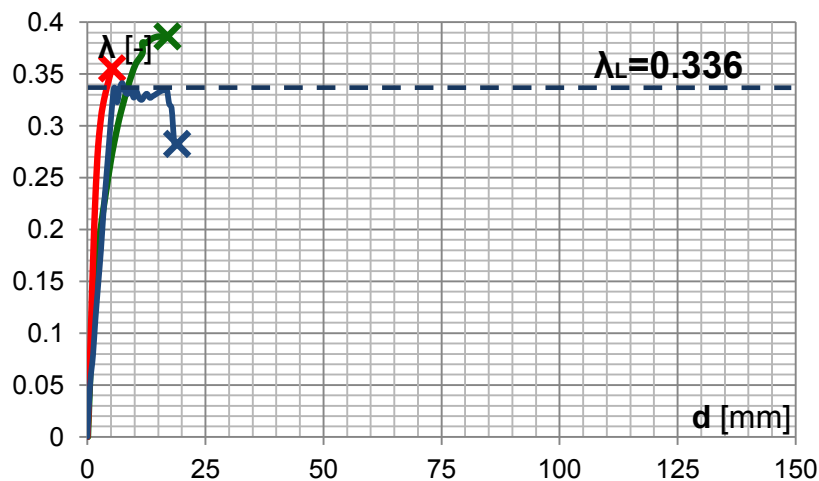


Figura 4.64 Scuola De Amicis: Confronto risultati

4.9 L'EFFETTO DELLE CATENE SULLA CAPACITÀ DI PARETI SOLLECITATE NEL PIANO

In quest'ultima sezione del capitolo 4 si riportano i risultati delle analisi condotte sulle pareti con l'obiettivo di andare a determinare l'eventuale contributo delle catene alla resistenza di pareti sollecitate nel piano.

Gli strumenti impiegati per il calcolo sono il software 3D Macro, che permette un'agevole modellazione delle catene, e l'Analisi Limite, come strumento di controllo.

4.9.1 Applicazione dell'Analisi Limite: Analisi parametrica

Come primo passo è stata eseguita un'analisi parametrica impiegando l'espressione 3.16 ricavata nel capitolo precedente per il calcolo del moltiplicatore limite di pareti in presenza di catene metalliche sia orizzontali che verticali.

In particolare, considerando le facciate dei quattro edifici analizzati, è stata valutata la variazione del moltiplicatore di collasso al variare della disposizione delle catene e della sezione (A_c) di queste.

Nel dettaglio sono state considerate le disposizioni riportate in fig. 3.39 e denominate (da sx verso dx): *hor*, *vert* ed *vert+hor*.

Sono stati ottenuti in questo modo quattro grafici (uno per ciascuna parete; fig. 4.65-68) nei quali sono riportate tre curve, denominate hor, vert e vert +hor, il cui andamento descrive, per ciascuna delle tre possibili disposizioni considerate, la variazione del moltiplicatore al variare dell'area della singola catena.

Alle tre curve relative alle tre differenti disposizioni dei tiranti si aggiungono la linea indicata come "No tie", che rappresenta il moltiplicatore di collasso nella condizione iniziale (senza inserimento di tiranti), e la linea "taglio" che indica il moltiplicatore di collasso per taglio che è un parametro evidentemente non influenzato dalla presenza delle catene e che dunque si comporta come un "limitatore" dei benefici conseguibili dall'inserimento delle catene.

Prima di commentare i risultati è opportuno precisare come l'area delle catene sia limitata a 4000mm^2 poiché tale dimensione risulta già rilevante e corrisponde, non ad un tirante metallico a sezione circolare, ma bensì all'incirca all'area di un profilo UPN240.

Dall'osservazione dei risultati si può notare innanzitutto come le catene consentano notevoli incrementi del moltiplicatore di collasso che, nel caso in cui siano presenti sia catene orizzontali che verticali, può anche raddoppiare (per $A_t=4000\text{mm}^2$).

Tuttavia tale incremento non sempre è totalmente possibile poiché, come già anticipato, con l'inserimento delle catene si va ad influire sul comportamento "a telaio" e non sulla crisi per taglio, che sopraggiunge indipendentemente dalla presenza o meno di catene. La diretta conseguenza di ciò è che al ridursi della snellezza delle pareti, e cioè all'avvicinarsi del moltiplicatore di collasso per taglio a quello per meccanismo globale "a telaio", i benefici della presenza delle catene vanno progressivamente riducendosi fino a scomparire del tutto.

I quattro edifici considerati sono una dimostrazione chiara di quanto appena detto, infatti, nel grafico relativo a Palazzo Scarpa (fig. 4.65), la cui facciata è caratterizzata da un'elevata snellezza, si nota come il collasso per taglio (linea tratteggiata rossa) sia caratterizzato da un moltiplicatore così alto (confrontato con quello calcolato con l'Analisi Limite) che da non essere raggiunto nemmeno raddoppiando il moltiplicatore di partenza attraverso l'inserimento delle catene.

Nel grafico relativo a Palazzo Centi (fig. 4.67) si vede invece come, nel caso in cui vengano inserite catene sia verticali che orizzontali, per $A_t=750\text{mm}^2$ il moltiplicatore associato al meccanismo globale raggiunge il valore del moltiplicatore associato alla crisi per taglio; questo significa

che non ha senso incrementare la sezione retta delle catene oltre 750mm^2 poiché in tal modo si avrebbe comunque il collasso per taglio.

Infine, osservando il grafico di fig. 4.68 relativo alla Scuola De Amicis, è chiaro come, essendo il moltiplicatore di collasso per taglio già in partenza inferiore a quello relativo al meccanismo globale, è nullo l'incremento che la presenza delle catene dà al moltiplicatore di collasso della parete. In tal caso dunque le catene vanno dimensionate solo in relazione alla loro "tradizionale" funzione di impedire meccanismi di collasso per ribaltamento fuori piano delle pareti.

Nelle analisi eseguite con il software 3D macro si andrà a verificare la realistica dei risultati ottenuti dall'analisi parametrica e si discuteranno i meccanismi di cui l'Analisi Limite non può tener conto a causa della sua estrema essenzialità e semplicità (che ne rappresentano assolutamente un pregio indiscusso).

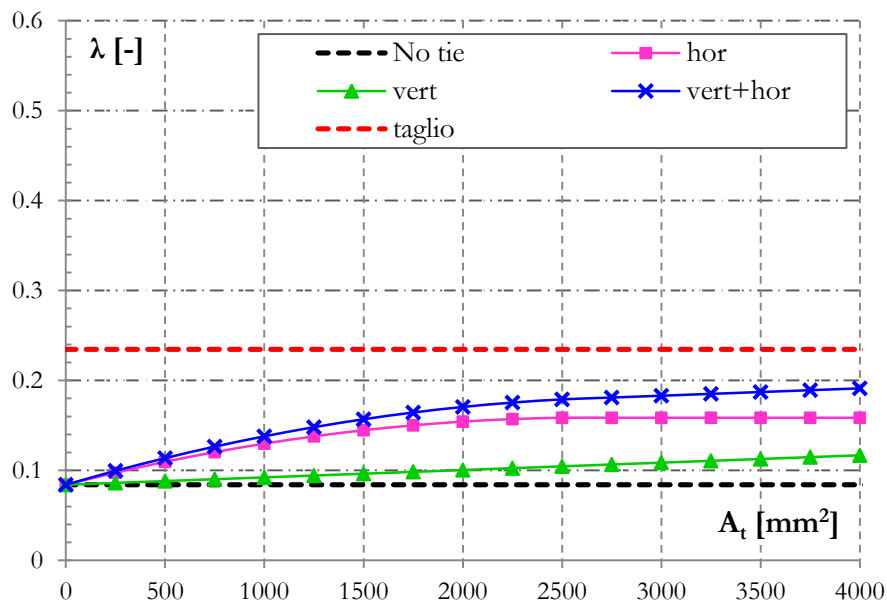


Figura 4.65 Palazzo Scarpa: Variazione del moltiplicatore di collasso in funzione dell'area e della posizione delle catene

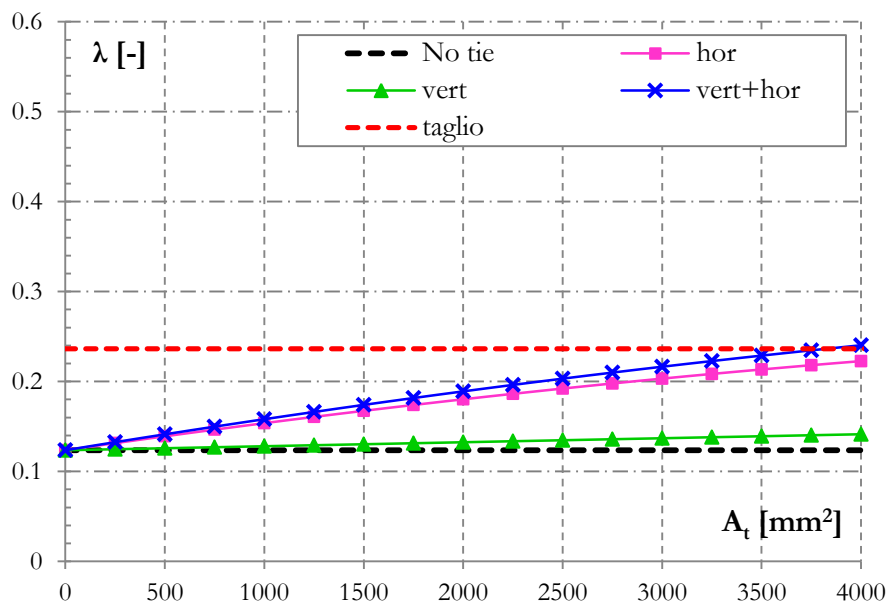


Figura 4.66 Ex Procura: Variazione del moltiplicatore di collasso in funzione dell'area e della posizione delle catene

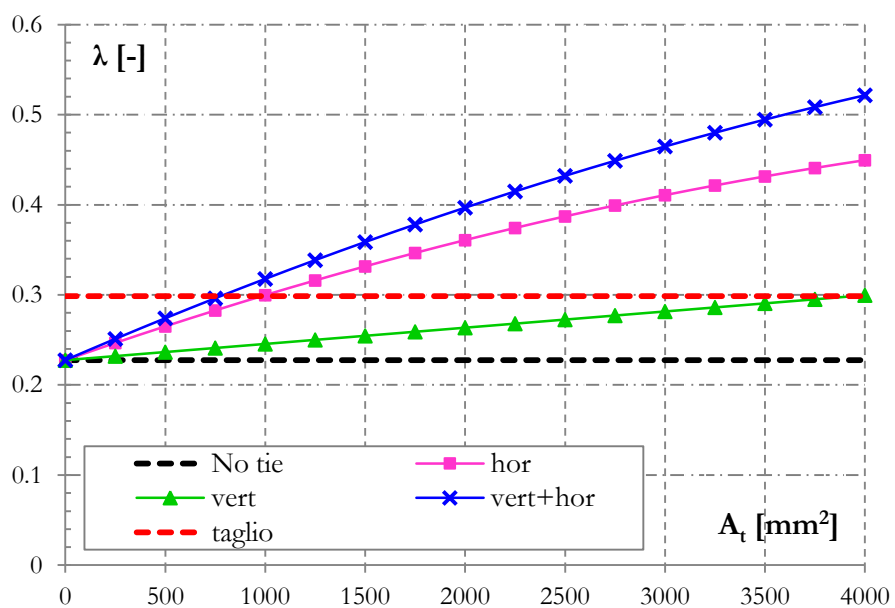


Figura 4.67 Palazzo Centi: Variazione del moltiplicatore di collasso in funzione dell'area e della posizione delle catene

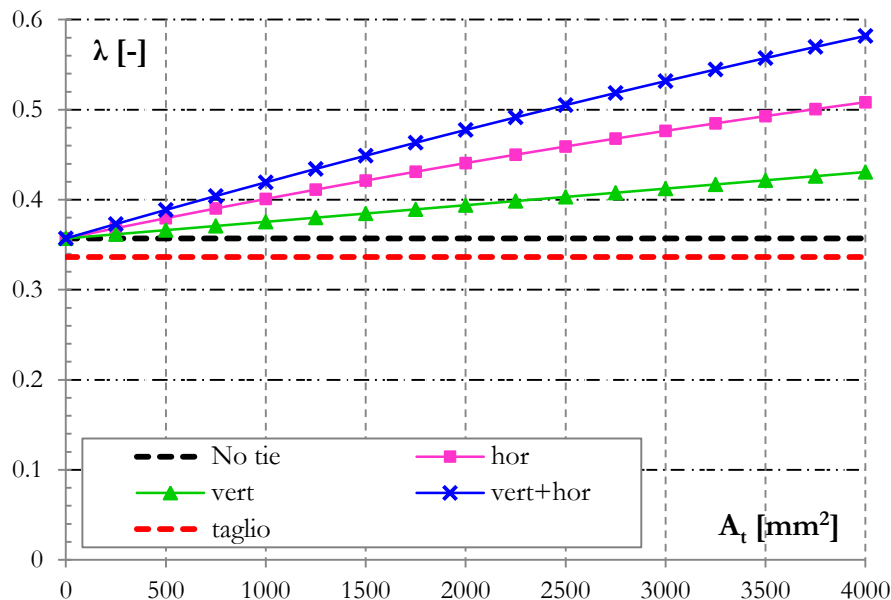


Figura 4.68 Scuola De Amicis: Variazione del moltiplicatore di collasso in funzione dell'area e della posizione delle catene

4.9.2 Analisi con 3D Macro

Le analisi parametriche eseguite in precedenza con l'ausilio dell'Analisi Limite sono state in parte (a causa dell'elevato numero di analisi da dover altrimenti eseguire) riprodotte impiegando il software 3D Macro.

Nel dettaglio, si è scelto di analizzare le sole facciate di Palazzo Scarpa e Palazzo Centi poichè si tratta, rispettivamente, della parete più snella e della parete più tozza. In realtà, la parete più tozza sarebbe la facciata della scuola De Amicis che però non è stata considerata poichè, dalle precedenti analisi, è emerso come il contributo delle catene per questa parete sia nullo.

Per ciascuna delle due pareti analizzate sono state considerate tutte e tre le possibili disposizioni delle catene (fig. 4.69) e l'area di queste ultime è stata considerata pari a: $A_t=314\text{mm}^2=1\Phi20$, $A_t = 1000\text{mm}^2=1\Phi35$, $A_t=1500\text{mm}^2=1\Phi45$; per un totale di 9 analisi per ciascuna delle due pareti.

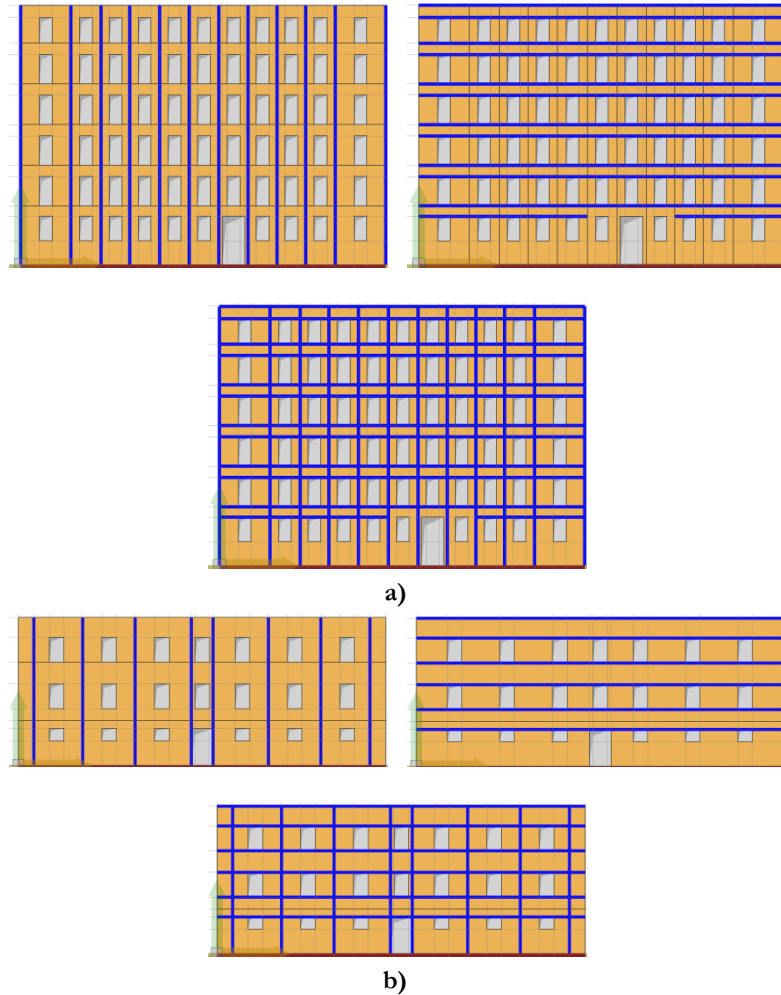


Figura 4.69 Modellazione delle pareti con catene in 3D Macro: a) Palazzo Scarpa, b) Palazzo Centi

I risultati dell'analisi parametrica sono riassunti nei grafici di fig. 4.70 e 4.71 dai quali risulta chiaro come la presenza delle catene non permetta in realtà di conseguire gli incrementi del moltiplicatore di collasso che sembrerebbero invece ottenibili dai risultati dell'Analisi Limite.

In particolare, nel caso di Palazzo Scarpa (fig. 4.70), gli incrementi sono assolutamente trascurabili, mentre, per la facciata di Palazzo Centi (fig. 4.71), un incremento all'incirca pari a quello che ci si aspetterebbe

applicando l'Analisi Limite si riscontra, nel caso "vert+hor" e per $A_t = 1\Phi35$ e $A_t=1\Phi45$.

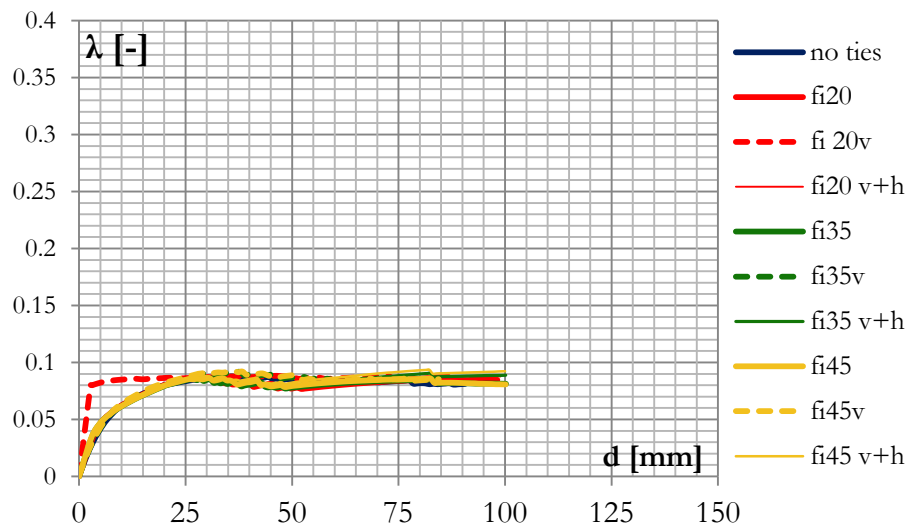


Figura 4.70 Palazzo Scarpa: Confronto tra le curve di capacità ottenute dalle analisi parametriche

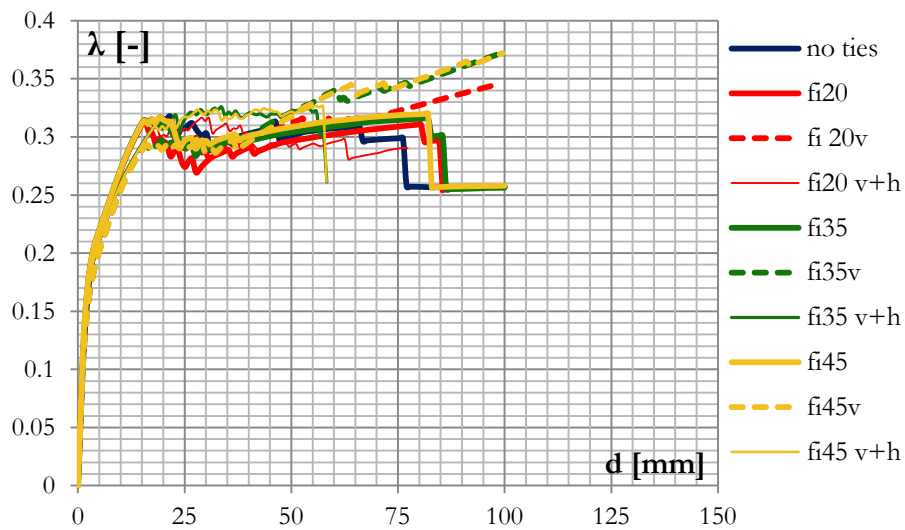


Figura 4.71 Palazzo Centi: Confronto tra le curve di capacità ottenute dalle analisi parametriche

La motivazione a cui è legato il risultato delle analisi parametriche, che hanno dimostrato che in realtà l'incremento di resistenza legato alla presenza delle catene è praticamente trascurabile, è molto probabilmente da ricercare (come suggerito dalle fig. 4.72 e 4.73) nel fatto che l'inserimento delle catene provoca un rafforzamento a flessione dei pannelli di fascia che però non subiscono alcun incremento di resistenza a taglio; e, come si è visto dalle precedenti analisi (paragrafi 4.5, 4.6, 4.7), siccome è proprio il collasso a taglio dei pannelli di fascia, la causa del collasso globale della parete incrementarne la resistenza flessionale senza andare a intervenire su quella tagliante è nella pratica un miglioramento che non può dare alcun beneficio.

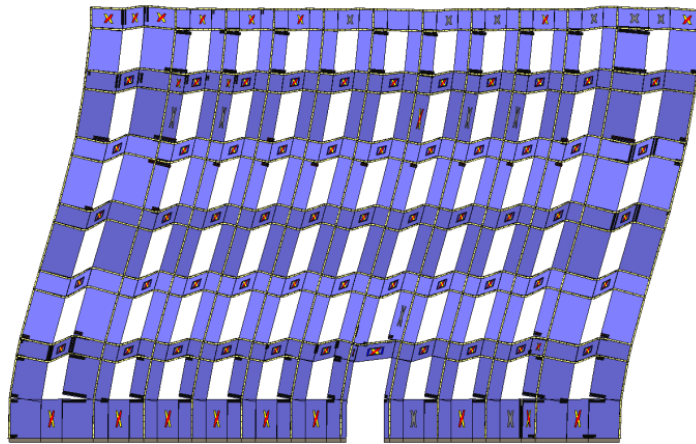


Figura 4.72 Palazzo Scarpa: Stato di danneggiamento in condizioni di collasso; Analisi con catene verticali+orizzontali $\Phi 45$

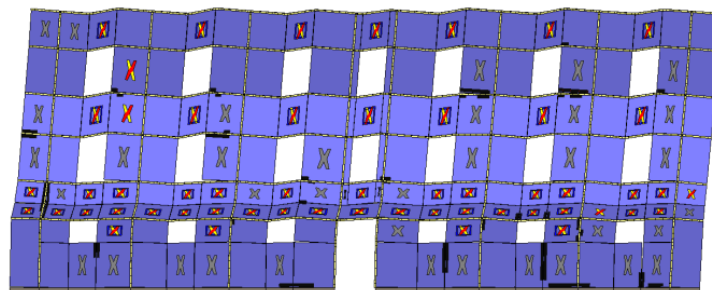


Figura 4.73 Palazzo Centi: Stato di danneggiamento in condizioni di collasso; Analisi con catene verticali+orizzontali $\Phi 45$

5 CONCLUSIONI

All'interno della tesi sono stati affrontati diversi argomenti in merito alla vulnerabilità sismica degli edifici monumentali sia per quanto riguarda le Chiese che per quanto riguarda i Palazzi.

Tuttavia, essendo queste due tipologie edilizie, caratterizzate da sistemi strutturali molto differenti tra loro sia per il loro comportamento sismico, che per le possibili metodologie di analisi che per i meccanismi di collasso è opportuno che, anche all'interno di quest'ultimo capitolo, dedicato alle conclusioni, si mantenga una distinzione tra i due argomenti.

5.1 IMPIEGO DELL'ANALISI MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA PER IL CALCOLO DELLE AZIONI SISMICHE SU EDIFICI A Pianta BASILICALE

Per quanto riguarda l'analisi di edifici a pianta basilicale soggetti ad azione sismica, nel capitolo 2 è riportato quello che potrebbe definirsi come il completamento di una serie di studi iniziati già anni fa e mirati alla definizione di una procedura per la valutazione della vulnerabilità sismica delle chiese.

La procedura finora impiegata per l'analisi di quattro chiese dell'Aquila danneggiate dal terremoto del 2009 (ed in precedenza per l'analisi di numerose altre chiese) è quella denominata a "due passi". Tale metodologia consiste nel calcolare, in un primo step, le azioni sismiche sui differenti macroelementi della chiesa mediante un'analisi lineare e nel verificare, nel secondo step, la resistenza dei macroelementi mediante analisi di tipo cinematiche o statiche lineari o non lineari.

Proprio sul primo step della procedura ci si è concentrati nel capitolo 2 nel quale si discute l'applicabilità dell'analisi modale, o meglio, si discute l'affidabilità dei risultati ottenuti.

L'analisi modale con spettro di risposta infatti è uno strumento la cui applicazione a strutture in muratura fornisce risultati attendibili solo

qualora queste siano caratterizzate da una forma modale nettamente prevalente sulle altre (come accade per strutture a torre o per edifici molto regolari); le chiese sono caratterizzate invece da un comportamento dinamico assolutamente particolare caratterizzato dalla presenza di una moltitudine di modi tra i quali nessuno è dominante ma praticamente tutti i modi possono in un certo considerarsi come modi superiori. Anche dalla lettura delle LL.GG. per la valutazione e riduzione del rischio sismico per gli edifici monumentali è chiaro come l'impiego dell'analisi modale ai fini del calcolo delle sollecitazioni sismiche per strutture a pianta basilicale sia visto con un certo scetticismo.

Proprio da queste problematiche nasce la proposta di una possibile metodologia alternativa che, pur prevedendo al primo step l'analisi modale di un modello globale, differisce dalla procedura finora impiegata poichè lo spettro di risposta viene chiamato in causa solo dopo aver identificato quei modi di vibrare (e quindi i periodi) ai quali si associano masse partecipanti non trascurabili e forme modali che richiamano potenziali meccanismi di collasso (analoghi a quelli noti dall'esperienza maturata negli ultimi decenni di osservazioni post-sismiche).

Dopo aver individuato dai risultati dell'analisi modale le forme modali che si potrebbero definire "critiche", per ciascuna di esse si vanno a determinare, mediante i periodi associati a tali modi di vibrare, i corrispondenti valori dell'accelerazione spettrale. Note le accelerazioni spettrali si vanno quindi a calcolare le forze sismiche con riferimento alle quali è infine possibile condurre la verifica del macroelemento considerando il meccanismo di collasso associato alla forma modale di riferimento.

La metodologia proposta sembra quindi coniugare la possibilità di studiare la struttura scomponendola in macroelementi con i vantaggi derivanti dall'analisi modale che, attraverso l'osservazione delle forme modali, permette di individuare i potenziali meccanismi di collasso di una struttura consentendo di eseguire verifiche mirate considerando meccanismi di collasso ben definiti dei macroelementi. Tuttavia, la validità di quanto detto rimane comunque da verificare e l'esigenza di accertare il funzionamento di tale procedura potrebbe costituire il punto di partenza nuove ricerche finalizzate all'individuazione di procedure più efficienti per l'analisi di edifici in muratura a pianta basilicale.

5.2 MODELLAZIONE DI EDIFICI IN MURATURA ATTRAVERSO DIFFERENTI STRUMENTI DI CALCOLO

Per quanto riguarda l'analisi sismica di edifici multipiano, nel capitolo 3 sono state illustrate le principali metodologie di modellazione adottate per la strutture in muratura in alternativa alla modellazione con elementi 2D di tipo shell. Sono state inoltre esaminate le potenzialità dell'Analisi Limite come strumento di calcolo per la determinazione della capacità sismica di pareti in muratura sollecitate nel proprio piano.

Dopo aver scelto un campione costituito da quattro edifici monumentali ubicati a Napoli (Palazzo Scarpa, Ex Procura) e a L'Aquila (Palazzo Centi, Scuola De Amicis), sono state eseguite una serie di analisi sulle facciate principali di tali edifici al fine di confrontare le prestazioni di alcuni software diffusamente impiegati per l'analisi di strutture in murature e per verificare l'affidabilità dell'Analisi Limite come strumento di controllo per calcoli più complessi.

La scelta degli edifici non è stata casuale poichè, gli edifici campione sono caratterizzati da parametri geometrici tali da renderli rappresentativi di un'ampia percentuale degli edifici monumentali presenti nei centri storici delle città di Napoli e L'Aquila ed in generale delle città italiane del Centro-Sud.

Le analisi sulle pareti degli edifici sono state condotte con l'impiego dei software: Abaqus 6.10, 3D Macro e 3Muri.

La scelta dei software è legata al fatto che i tre software elencati, di cui 3D Macro e 3Muri sono di uso molto comune in ambito professionale in Italia, basano le analisi su modelli meccanici completamente differenti; in particolare: in Abaqus le analisi sono state condotte su modelli FEM ottenuti dalla discretizzazione della geometria delle pareti in una mesh di elementi 2D, in 3D Macro le pareti vengono invece discretizzate facendo uso di una nuova tipologia di macroelementi appositamente sviluppata per le murature ed, infine, in 3Muri la modellazione avviene facendo riferimento al "tradizionale" modello a telaio equivalente.

Dall'osservazione dei risultati, una prima conclusione che può essere tratta riguarda la grande efficienza dell'Analisi Limite nella determinazione del moltiplicatore di collasso di pareti in muratura sollecitate nel piano da forze orizzontali; se confrontati con quelli ottenuti dalle analisi FEM, i risultati ottenuti mediante l'Analisi Limite presentano infatti degli scarti percentuali, in tutti i casi, minori del 20% e,

mediamente, pari al 10%. Quindi l'Analisi Limite può essere impiegata come strumento di controllo laddove si vadano ad eseguire analisi molto complesse per le quali risulta molto difficile eseguire un controllo diretto. Dal confronto tra i risultati ottenuti impiegando i tre software si nota come 3D Macro e 3Muri permettano di condurre molto più agevolmente le analisi a controllo di spostamento ed, in particolare, si nota come 3D Macro fornisca risultati dai quali emerge quasi sempre una maggiore capacità di spostamento della struttura (e talvolta anche una maggiore resistenza); questo stesso risultato è stato ottenuto anche da Lourenço (2013) analizzando modelli di edifici molto più semplici. La motivazione di quanto osservato è, molto probabilmente, da attribuire alla particolare (ed innovativa) tecnica di modellazione della parete muraria implementata in 3D Macro.

Il software Abaqus presenta invece grosse difficoltà di convergenza per analisi a controllo di spostamento non permettendo quindi di determinare le capacità di spostamento della struttura in campo inelastico.

Dai risultati delle analisi c'è un buon accordo su quello che è lo stato di danneggiamento che gli edifici manifestano in condizioni di collasso; si osserva come, in tutti i casi (tranne che per la Scuola De Amicis), il collasso sia causato dalla crisi dei pannelli di fascia che porta l'edificio a comportarsi come un insieme di mensole in muratura che collassano per ribaltamento. L'osservazione di questa modalità di collasso fa capire chiaramente che il vero elemento debole negli edifici in muratura è rappresentato dai pannelli di fascia e quindi, in molti casi, gli interventi di rinforzo mirati all'incremento di resistenza dei pannelli di maschio hanno una utilità assolutamente discutibile; è quindi sui pannelli di fascia che bisogna intervenire per raggiungere risultati concreti, come pure, sono proprio i pannelli di fascia gli elementi su i quali c'è ancora bisogno di molta ricerca per giungere a definirne finalmente il comportamento ed avere così la possibilità di elaborare modelli efficienti per valutarne la capacità.

Infine, dalle analisi condotte nell'ultima parte della tesi, mirate alla determinazione dell'incremento del moltiplicatore di collasso dovuto dall'inserimento delle catene (verticali e/o orizzontali), è emerso come sia proprio la scarsa resistenza dei pannelli di fascia a rendere inesistente tale contributo; in generale l'indicazione che se ne ricava è che il rinforzo a flessione delle fasce di piano risulta assolutamente inutile senza un adeguato incremento della resistenza tagliante.

In definitiva dalle analisi effettuate si capisce come, nonostante sul mercato siano disponibili software alquanto affidabili, esista ancora la necessità di ricerche mirate alla definizione degli interventi (davvero efficaci) da adottare per il rinforzo delle pareti in muratura; dall'osservazione dei risultati delle analisi, si capisce inoltre quanto i risultati siano influenzati dalle metodologie di modellazione (una variabilità del 30% sui risultati non è trascurabile) e, quindi, si intuisce quanto sia necessario che il progettista non si affidi mai completamente al calcolo automatico perdendo così di vista gli strumenti semplici di verifica (come l'Analisi Limite) ed il senso fisico che permettono un controllo costante ed efficace del calcolo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Abrams D.P., 2001. *Performance-based engineering concepts for unreinforced masonry building structures*, Progress in Structural Engineering and Materials, N.3 (2001), pp.48-56
- [2] Abrams D.P., Angel R. & Uzarski J., 1996. *Out-of-plane strength of unreinforced masonry infill panels*, Earthquake Spectra, Vol.12, N.4
- [3] Al Shawa O., de Felice G., Mauro A. & Sorrentino L., 2012. *Out-of-plane seismic behaviour of rocking masonry walls*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, N.41 (2012), pp.949-968
- [4] Alpa G., Gambarotta L. & Monetto I., 1996. *Equazioni costitutive per murature a blocchi squadrati*, Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto", Messina, 18-20 Settembre 1996, pp. 337-346
- [5] Antonacci E., Genovese F., Martinelli A. & Vestroni F., 1996. *Indagine sperimentale sul comportamento dinamico di una casa in muratura*, Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto", Messina, 18-20 Settembre 1996, pp. 187-196
- [6] Applied Technology Council (ATC), 1998. FEMA-306, *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Basic Procedures Manual*, Washington DC
- [7] Astroza M., Ruiz S. & Astroza R., 2012. *Damage assessment and seismic intensity analysis of the 2010 (Mw 8.8) Maule earthquake*, Earthquake Spectra, Vol.28, N.S1, pp.S145-S164
- [8] Atamturktur S. & Laman J.A., 2012. *Finite element model correlation and calibration of historic masonry monuments: review*, The Structural Design of Tall and Special Buildings, N.21 (2012), pp.96-113

- [9] Augenti N., 2004. *Il calcolo sismico degli edifici in muratura*, UTET Libreria, Torino
- [10] Autori vari, 2011. *L'Università e la Ricerca per l'Abruzzo, Il patrimonio culturale dopo il terremoto del 6 Aprile 2009*, a cura di: Lucia Milano, Carmela Morisi, Chiara Calderini e Adalgisa Donatelli, Textus Edizioni, L'Aquila, ISBN 978-88-87132-80-9
- [11] Bayraktar A., Coşkun N. & Yalçın A., 2007. *Performance of masonry stone buildings during the March 25 and 28, 2004 Aşkale (Erzurum) earthquakes in Turkey*, ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, N.21, pp.432-440
- [12] Benedetti D., Carydis P. & Pezzoli P., 1998. *Shaking table tests on 24 simple masonry buildings*, Earthquake Engineering And Structural Dynamics, Vol. 27, pp.67-90
- [13] Bennati S., Nardini L. & Salvatore W., 2005. *Dynamic behavior of a medieval masonry bell tower. ii: measurement and modeling of the tower motion*, ASCE Journal of Structural Engineering, N.131, pp.1656-1664.
- [14] Beolchini G.C., Grillo F. & Valente G., 1996. *La modellazione numerica del comportamento di una muratura di pietrame*, Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto", Messina, 18-20 Settembre 1996, pp. 431-440
- [15] Betti M. & Vignoli A., 2008. *Modelling and analysis of a Romanesque church under earthquake loading: Assessment of seismic resistance*, Engineering Structures, N.30 (2008), pp. 352-367
- [16] Betti M. & Vignoli A., 2011. *Numerical assessment of the static and seismic behavior of the basilica of Santa Maria all'Impruneta (Italy)*, Construction and Building Materials, N.25 (2011), pp. 4308-4324
- [17] Betti M., Galano L. & Vignoli A., 2009. *Analisi sismica non lineare di pareti in muratura e confronti con la normativa*, Atti del Workshop WonderMasonry 2009, pp.514-525, ISBN 9788859611417

- [18] Beyer K. & Dazio A., 2012. *Quasi-static cyclic tests on masonry spandrels*, Earthquake Spectra, Vol.28, N.3, pp.907-929
- [19] Beyer K. & Mangalathu S., 2012. *Review of strength models for masonry spandrels*, Bulletin of Earthquake Engineering, DOI 10.1007/s10518-012-9394-3
- [20] Binda L. & Saisi A., 2005. *Research on historic structures in seismic areas in Italy*, Progress in Structural Engineering and Materials, N.7 (2005), pp.71-85
- [21] Bommer J.J., Magenes G., Hancock J. & Penazzo P., 2004. *Collapse behavior of a brick masonry house using a shaking table and numerical simulation based on the extended distinct element method*, Bulletin of Earthquake Engineering, N.2 (2004), pp. 1–26
- [22] Borri A., 2009. *Il Caso dei Casi, La Qualità Muraria, Problematiche e possibili interventi*, Report redatto successivamente al sisma Abruzzo 2009
- [23] Borri A., 2010. *Costruzioni storiche e qualità muraria: problematiche e possibili interventi di consolidamento*, Atti del Convegno “Sicurezza e Conservazione nel Recupero dei Beni Culturali Colpiti da Sisma”, Venezia, 8–9 Aprile, 2010
- [24] Brandonisio G., De Luca A. & Mele E., 2009. *Horizontal capacity of masonry portal frames under different loading conditions*, Protection of Historical Buildings (PROHITECH'09), Vol.1, pp. 1121-1126, CRC Press, Taylor & Francis Group, London
- [25] Brandonisio G., De Luca A., Lucibello G., Mele E. & Montuori G.M., 2011. *Alcune considerazioni sull'efficacia degli interventi meccanici a valle del terremoto dell'Aquila*, Atti del Workshop WonderMasonry 2011, pp.420-431, ISBN 9788859611424
- [26] Brandonisio G., De Luca A., Mele E. & Montuori G.M., 2011. *Quantificazione dell'efficacia degli incatenamenti meccanici attraverso due esempi di edilizia napoletana multipiano*, Atti del Workshop WonderMasonry 2011, pp.194-205, ISBN 9788859611424

- [27] Brandonisio G., Lucibello G., Mele E. & De Luca A., 2013. *Damage and performance evaluation of masonry churches in the 2009 L'Aquila earthquake*, Engineering Failure Analysis, DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engfailanal.2013.01.021>
- [28] Brandonisio G., Mele E. & De Luca A., 2009. *Carico ultimo in forma chiusa di portali in muratura: effetto della geometria, del carico verticale e delle catene*, Atti del Workshop WonderMasonry 2009, pp.383-392, ISBN 9788859611417
- [29] Brandonisio G., Mele E., Santaniello R. & De Luca A., 2008. *Seismic safety of basilica churches: analysis of ten case studies*, Proceedings of VI Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC VI), Bath, 2008, pp. 1261–1269.
- [30] Brencich A. & Lagomarsino S., 1997. *Un modello a macroelementi per l'analisi ciclica di pareti murarie*, 8° Congresso ANIDIS, Taormina, Vol.1, pp. 319-326
- [31] Bruneau M., 1994. *State-of-the-Art report of seismic performance of unreinforced masonry buildings*, ASCE Journal of Structural Engineering, N.120, pp.230-251
- [32] Calderini C. & Lagomarsino S., 2008. *Continuum model for in-plane anisotropic inelastic behavior of masonry*, ASCE Journal of Structural Engineering, N.134, pp.209-220
- [33] Calderini C., Cattari S. & Lagomarsino S., 2009. *In-plane strength of unreinforced masonry piers*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, N.38 (2009), pp.243-267
- [34] Calderoni B., Lenza, P. & Pagano M., 1989. *Attuali prospettive per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, Atti del IV Congresso Nazionale ANIDIS, Milano

- [35] Calderoni B., Cordasco E.A., Lenza P. & Pacella G., 2009. *Un modello teorico semplificato per la valutazione del comportamento dei pannelli di fascia di piano*, Atti del Workshop WonderMasonry 2009, pp.462-477, ISBN 9788859611417
- [36] Calderoni B., Lenza P. & Rossi P.P., 1996. *Sperimentazione in laboratorio e modellazione numerica di edifici in muratura soggetti a carichi orizzontali*, Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Muratura tra Teoria e Progetto", Messina, 18-20 Settembre 1996, pp. 145-156
- [37] Calìo I., Cannizzaro F. & Marletta M., 2010. *A discrete element for modeling masonry vaults*, Proceedings of 7th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC'10), October 6 -8, Shanghai, China
- [38] Calìo I., Cannizzaro F., D'Amore E., Marletta M. & Pantò B., 2008. *A new discrete-element approach for the assessment of the seismic resistance of mixed masonry and reinforced concrete buildings*, Seismic Engineering International Conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake (MERCEA '08, Reggio Calabria, 8-11 July 2008
- [39] Calìo I., Marletta M. & Pantò B., 2005. *A simplified model for the evaluation of the seismic behaviour of masonry buildings*, Proceedings of 10th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, August 30 – September 2, Rome, Italy
- [40] Calìo I., Marletta M. & Pantò B., 2008. *A discrete element approach for the evaluation of the seismic response of masonry buildings*, Proceedings of 14th World Conference of Earthquake, October 12 -17, Beijing, China
- [41] Calvi G.M., Kingsley G.R. & Magenes G., 1996. *Testing of masonry structures for seismic assessment*, Earthquake Spectra, Vol.12, N.1

- [42] Carocci C., 2012. *Small centres damaged by 2009 L'Aquila earthquake: on site analyses of historical masonry aggregates*, Bulletin of Earthquake Engineering, N.9 (2011), pp. 307-330
- [43] Casolo S., Naumair S., Parisi M.A. & Petrini V., 2000. *Analysis of seismic damage patterns in old masonry church façades*, Earthquake Spectra, Vol.16, N.4
- [44] Cattari S. & Lagomarsino S., 2009. *Critical issues on the equivalent frame modeling for the seismic assessment of masonry buildings*, Atti del Workshop WonderMasonry 2009, pp.435-448, ISBN 9788859611417
- [45] Ceci A.M., Contento A., Fanale L., Galeota D. & Gattulli V., 2010. *Structural performance of the historic and modern buildings of the University of L'Aquila during the seismic events of April 2009*, Engineering Structures, Vol. 32(2010), Issue 7, pp. 1899-1924
- [46] Çelebi M., Bazzurro P., Chiaraluce L., Clemente P., Decanini L., DeSortis A., Ellsworth W., Gorini A., Kalkan E., Marcucci S., Milana G., Mollaioli F., Olivieri M., Paolucci R., Rinaldis D., Rovelli A., Sabetta F. & Stephens C., 2010. *Recorded motions of the 6 April 2009 m_w 6.3 L'Aquila, Italy, earthquake and implications for building structural damage: Overview*, Earthquake Spectra, Vol.26, N.3, pp.651-684
- [47] Ceradini A., Salvatori A., Genovese F. & Scarsella C., 1996. *Conservazione del tessuto edilizio nella città di L'Aquila*, Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto", Messina, 18-20 Settembre 1996, pp. 549-558
- [48] Chiorino M.A., Spadafora A., Calderini C. & Lagomarsino S., 2008. *Modeling strategies for the world's largest elliptical dome at Vicoforte*, International Journal of Architectural Heritage, Vol.2, pp. 274–303
- [49] Chopra A.K., 2007. *Dynamics of Structures, Theory and applications to earthquake engineering, 3rd Edition*, Prentice Hall, Upper Saddle River

- [50] Cimellaro G. P., S. Piantà & A. De Stefano, 2012. *Output-Only Modal Identification of Ancient L'Aquila City Hall and Civic Tower*, ASCE Journal of Structural Engineering, N.138, pp. 481- 491
- [51] Clough R.W. & Penzien J., 1995. *Dynamics of Structures, 3rd Edition*, Computer & Structures Inc., Berkeley, CA
- [52] Como M. & Grimaldi A., 1983. *Analisi limite di pareti murarie sotto spinta*, Quaderni di Teoria e Tecnica delle Strutture, Università di Napoli, Istituto di Tecnica delle Costruzioni, Napoli, p.546
- [53] Como M., Grimaldi A. & Lanni G., 1988. *New results on the horizontal strength evaluation of masonry buildings and monuments*, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan
- [54] Computers and Structures Inc., 2006. *SAP 2000. Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures – Manual*, Berkeley, California, USA
- [55] Costa A.A., Arêde A., Costa A. & Sousa Oliveira C., 2012. *Out-of-plane behaviour of existing stone masonry buildings: experimental evaluation*, Bulletin of Earthquake Engineering, N.10 (2012), pp. 93-111
- [56] D'Ayala D. & Speranza E., 2003. *Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings*, Earthquake Spectra, Vol.19, N.3, pp.479-509
- [57] Da Porto F., Munari M., Prota A. & Modena C., 2013. *Analysis and repair of clustered buildings: Case study of a block in the historic city centre of L'Aquila (Central Italy)*, Construction and Building Materials, n.38 (2013), pp.1221-1237
- [58] Dassault Systemes, 2010. *ABAQUS 6.10 Theory*

- [59] De Luca A., Brandonisio G., Cuomo G., De Lucia R., Giordano A., Mele E. & Santaniello R., 2009. *Basilica-type buildings: seismic vulnerability and application of base isolation*, Contributo in "Protezione sismica delle Structure – Tecnologie innovative, Ricerca, Applicazioni", a cura di Gaetano Russo e Stefano Sorace, CISM, 2009, pp. 97–136.
- [60] De Luca A., Giordano A. & Mele E., 2004. *A simplified procedure for assessing the seismic capacity of masonry arches*, Engineering Structures, Vol. 26 (2004), Issue 13, pp.1915–29
- [61] De Luca A., Santaniello R., Giordano A. & Mele E., 2009. *Non linear FEM and limit analysis of masonry structures in religious heritage constructions*, Protection of Historical Buildings (PROHITECH'09), Vol.1, pp. 15-24, CRC Press, Taylor & Francis Group, London
- [62] De Lucia R., Giordano A., Mele E. & De Luca A., 2009. *Portanza orizzontale di archi in muratura*, Atti del Workshop WonderMasonry 2009, pp.393-402, ISBN 9788859611417
- [63] Galasco A., Lagomarsino S., Penna A. & Resemini S., 2004. *Non-linear seismic analysis of masonry structures*, Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, August 1-6, 2004, Paper No.843
- [64] Gambarotta L. & Lagomarsino S., 1996. *Sulla risposta dinamica di pareti in muratura*, Atti del Convegno Nazionale “La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto”, Messina, 18-20 settembre 1996, Pitagora Editore, Bologna
- [65] Gattulli V., Antonacci E. & Vestroni F., 2013. *Field Observations and Failure Analysis of the Basilica S. Maria di Collemaggio after the 2009 L'Aquila Earthquake*, Engineering Failure Analysis, DOI:<http://dx.doi.org/10.1016/j.engfailanal> .2013.01.020
- [66] Gattulli V., Antonacci E. & Vestroni F., 2013. *Field Observations and Failure Analysis of the Basilica S. Maria di Collemaggio after the 2009 L'Aquila Earthquake*, Engineering Failure Analysis, DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engfailanal> .2013.01.020.

- [67] Gattulli V. & Galeota D., 2011. *Sperimentazione, modellazione e monitoraggio di strutture complesse in muratura colpite dal sisma aquilano*, Atti del Workshop WonderMasonry 2011, pp.194-205, ISBN 9788859611424
- [68] Giordano A., De Luca A., Mele E. & Romano A., 2007. *A simple formula for predicting the horizontal capacity of masonry portal frames*, Engineering Structures, Vol.29 (2007), Issue 9, pp. 2109–2123
- [69] Giuffrè A. & al., 1993. *Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici: Il caso Ortigia*, Laterza Ed., Roma, ISBN 8842042501
- [70] Gruppo Sismica s.r.l., *3D Macro - Manuale Teorico*
- [71] Haach V.G., Vasconcelos G. & Lourenço P.B., 2011. *Numerical analysis of concrete block masonry beams under three point bending*, Engineering Structures, n.33 (2011), pp.3226-3237
- [72] Haach V.G., Vasconcelos G. & Lourenço P.B., 2011. *Parametrical study of masonry walls subjected to in-plane loading through numerical modeling*, Engineering Structures, n.33 (2011), pp.1377-1389
- [73] Hancilar U., Çaktı E. & Erdik M., 2012. *Earthquake performance assessment and rehabilitation of two historical unreinforced masonry buildings*, Bulletin of Earthquake Engineering, N.9 (2011), pp. 307-330
- [74] Hendry A.W., 2002. *Engineered design of masonry buildings: fifty years development in Europe*, Progress in Structural Engineering and Materials, N.4 (2002), pp.291-300
- [75] Heyman J., 1995. *The Stone Skeleton, Structural Engineering of masonry Architecture*, Cambridge University Press, ISBN 0521629632
- [76] Kappos A.J., Penelis G.G. & Drakopoulos C.G., 2002. *Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings*, ASCE Journal of Structural Engineering, N.128, pp. 890-897

- [77] Karantoni F.V. & Fardis M.N., 1992. *Computed versus observed seismic resposns and damage of masonry buildings*, ASCE Journal of Structural Engineering, N.118, pp.1804-1821
- [78] Karantoni F.V. & Fardis M.N., 1992. *Effectiveness of seismic strengthening techniques for masonry buildings*, ASCE Journal of Structural Engineering, N.118, pp.1884-1902
- [79] Lagomarsino S. & Podestà S., 2004. *Damage and vulnerability assessment of churches after the 2002 Molise, Italy, earthquake*, Earthquake Spectra, Vol.20, N.S1, pp.S271-S283
- [80] Lagomarsino S. & Resemini S., 2009. *The assessment of damage limitation state in the seismic analysis of monumental buildings*, Earthquake Spectra, Vol.25, N.2, pp.323-346
- [81] Lagomarsino S., 2006. *On the vulnerability assessment of monumental buildings*, Bulletin of Earthquake Engineering, N.4 (2006), pp. 445-463
- [82] Lagomarsino S., 2012. *Damage assessment of churches after L'Aquila earthquake (2009)*, Bulletin of Earthquake Engineering, N.10 (2012), pp. 73-92
- [83] Lenza P., Ghersi A. & Calderoni B., 2011. *Edifici in muratura alla luce dalla nuova normativa sismica*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, ISBN 978-88-579-0097-1
- [84] Lourenço P.B. & Roque J.A., 2005. *Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings*, Construction and Building Materials, n. 20
- [85] Lourenço P.B., 2002. *Computation on historic masonry structures*, Progress in Structural Engineering and Materials, N.4 (2002), pp.301-319
- [86] Lourenço P.B., 2005. *Assessment, diagnosis and strengthening of Outeiro Church*, Portugal, Construction and Building Materials, Vol.19 (2005), Issue 8, pp. 634–645

- [87] Lourenço P.B., Avila L., Vasconcelos G., Alves J.P., Mendes N. & Costa A.C., 2012. *Experimental investigation on the seismic performance of masonry buildings using shaking table testing*, Bulletin of Earthquake Engineering, DOI 10.1007/s10518-012-9410-7
- [88] Lourenço P.B., Krakowiak K.J., Fernandes F.M. & Ramos L.F., 2007. *Failure analysis of Monastery of Jerónimos Lisbon: how to learn from sophisticated numerical models*, Engineering Failure Analysis, Vol.14 (2007), Issue 2, pp. 280–300
- [89] Lourenço P.B., Milani G., Tralli A. & Zucchini A., 2007. *Analysis of masonry structures: review and recent trends in homogenization techniques*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.34, pp. 1443-1457
- [90] Lourenço P.B., Trujillo A., Mendes N. & Ramos L.F., 2012. *Seismic performance of the St. George of the Latins church: Lessons learned from studying masonry ruins*, Engineering Structures, n.40 (2012), pp.501-518
- [91] Lourenço P.B., Trujillo A., Mendes N. & Ramos L.F., 2012. *Seismic performance of the St. George of the Latins church: lessons learned from studying masonry ruins*, Engineering Structures, Vol. 40 (2012), Issue 7, pp.501–518
- [92] Lucibello G., Brandonisio G., Mele E. & De Luca A., 2010. *L'efficacia delle catene nel caso di studio di Palazzo Centi*, Atti del Convegno "Sicurezza e conservazione nel recupero dei beni culturali colpiti da sisma", 8-9 Aprile 2010, Venezia
- [93] Lucibello G., Brandonisio G., Mele E. & De Luca A., 2010. *Seismic behavior of some basilica churches after l'Aquila 2009 earthquake*, Proceedings of 7th International Conference on Structural Analysis of Historic Constructions (SAHC'10), 6-8 October 2010, Shanghai (China), pp.801-806
- [94] Lucibello G., Brandonisio G., Mele E. & De Luca A., 2011. *Comportamento sismico di edifici monumentali a pianta basilicale in seguito al sisma Abruzzo '09: Quattro casi di studio*, XIV Convegno ANIDIS - L'Ingegneria Sismica in Italia, 18-22 Settembre 2011, Bari

- [95] Ma G., Hao H. & Lu Y., 2001. *Homogenization of masonry using numerical simulations*, ASCE Journal of Structural Engineering , N.127, pp. 421-431
- [96] Magenes G. & Calvi G.M., 1997. *In-plane seismic response of brick masonry walls*, Earthquake Engineering And Structural Dynamics, Vol.26, pp.1091-1112
- [97] Magenes G. & Menon A., 2009. *A review of the current status of seismic design and assessment of masonry buildings in Europe*, Journal of Structural Engineering (SERC), Chennai, Vol. 35(6), pp. 247-256
- [98] Mallardo V., Malvezzi R., Milani E. & Milani G., 2008. *Seismic vulnerability of historical masonry buildings: A case study in Ferrara*, Engineering Structures, n.30 (2008), pp.2223-2241
- [99] Manzouri T., Schuller M.P., Shing P.B. & Amadei B., 1996. *Repair and retrofit of unreinforced masonry structures*, Earthquake Spectra, Vol.12, N.4
- [100] Marques R. & Lourenco P.B., 2011. *Possibilities and comparison of structural component models for the seismic assessment of modern unreinforced masonry buildings*, Engineering Structures, n.89 (2011), pp.2079-2091
- [101] Massonet C. H. & Save M., 1980. *Calcolo Plastico a Rottura delle Costruzioni*, Maggioli Editore, 2007
- [102] Medeiros P., Vasconcelos G., Lourenco P.B. & Gouveia J., 2013. *Numerical modelling of non-confined and confined masonry walls*, Construction and Building Materials, n.41 (2013), pp.968-976
- [103] Mele E. & De Luca A., 1999. *Behaviour and modelling of masonry church buildings in seismic regions*, Proceedings of second international symposium on Earthquake Resistant Engineering Structures (ERES'99), Catania
- [104] Mele E., De Luca A. & Giordano A., 2003. *Modelling and analysis of a Basilica under earthquake loading*, Journal of Cultural Heritage, Vol.4 (2003), Issue 4, pp. 355–367

- [105] Milani G. & Lourenço P.B., 2010. *A simplified homogenized limit analysis model for randomly assembled blocks out-of-plane loaded*, Engineering Structures, n.88 (2010), pp.690-717
- [106] Milani G., Lourenço P.B. & Tralli A., 2007. *3D homogenized limit analysis of masonry buildings under horizontal loads*, Engineering Structures, n.29 (2007), pp.3134-3148
- [107] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, 2006. G.U. no. 24, 29/01/2008 (suppl. ord. n. 25), *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni*
- [108] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, 2008. *Norme tecniche per le costruzioni*, D.M. 14/01/2008
- [109] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, 2009. *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni"*, Circolare n. 617, 02 Feb. 2009
- [110] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, 2010. G.U. no. 47, 26/02/2011 (suppl. ord. n. 54), *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (d.m. 14 gennaio 2008)*
- [111] Modena C., 1994. *Repair and upgrading techniques of unreinforced masonry structures utilized after the Friuli and Campania/Basilicata earthquakes*, Earthquake Spectra, Vol.10, N.1
- [112] Mourad S.A. & EI-Hakirnz F.A., 1996. *Evaluation of structural integrity of damaged masonry building*, ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, N.10, pp.73-78
- [113] Nakagawa T., Naraftu T., Imai H., Hanazato T., Ali Q. & Minowa C., 2012. *Collapse behavior of a brick masonry house using a shaking table and numerical simulation based on the extended distinct element method*, Bulletin of Earthquake Engineering, N.10 (2012), pp. 269–283

- [114] Naseer A., Khan A. N., Hussain Z. & Ali Q., 2010. *Observed seismic behavior of buildings in northern Pakistan during the 2005 Kashmir earthquake*, Earthquake Spectra, Vol.26, N.2, pp.425-449
- [115] Pagano M., 1968. *Teoria degli edifici, Tomo I: Edifici in muratura*, Liguori Editore, Napoli
- [116] Paquette J. & Bruneau M., 2003. *Pseudo-Dynamic Testing of Unreinforced Masonry Building with Flexible Diaphragm*, ASCE Journal of Structural Engineering, N.129, pp.708-716
- [117] Parisi F. & Augenti N., 2013. *Seismic capacity of irregular unreinforced masonry walls with openings*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, N.42 (2013), pp.101-121
- [118] Parisi F., 2010. *Non-Linear Seismic Analysis of Masonry Buildings*, Tesi di dottorato, Napoli
- [119] Pasticier L., Amadio C. & Fragiaco M., 2008. *Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, N.37 (2008), pp.467-485
- [120] Peña F., Lourenço P.B., Mendes N. & Oliveira D.V., 2010. *Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower*, Engineering Structures, n.32 (2010), pp.1466-1478
- [121] Ramos L.F., Lourenço P.B., 2004. *Modeling and vulnerability of historical city centers in seismic areas: a case study in Lisbon*, Engineering Structures, n.26 (2004), pp.1295-1310
- [122] Roca P., 2006. *Assessment of masonry shear-walls by simple equilibrium models*, Construction and Building Materials, n.20 (2006), pp.229-238
- [123] Roca P., Cervera M., Pelà L., Clemente R. & Chiumenti M., 2013. *Continuum FE models for the analysis of Mallorca Cathedral*, Engineering Structures, n.46 (2013), pp.653-670

- [124] Rossetto T., Peiris N., Alarcon J.E., So E., Sargeant S., Free M., Sword-Daniels V., Del Re D., Libberton C., Verrucci E., Sammonds P. & Faure Walker J., 2011. *Field observations from the Aquila, Italy earthquake of April 6, 2009*, Bulletin of Earthquake Engineering, N.9 (2011), pp. 11-37
- [125] S.T.A. Data S.r.l., 2010. *3Muri User Manual, Release 5.0.1.*, Torino
- [126] Sandoval C. & Roca P., 2012. *Study of the influence of different parameters on the buckling behaviour of masonry walls*, Construction and Building Materials, n. 35 (2012), pp.888-899
- [127] Sandoval C., Roca P., Bernat E. & Gil L., 2011. *Testing and numerical modelling of buckling failure of masonry walls*, Construction and Building Materials, n.25 (2011), pp.4394-4402
- [128] Seible F., Hegemier G. A., Igarashi A. & Kingsley G. R., 1994. *Simulated seismic-load tests on full-scale five-story masonry building*, ASCE Journal of Structural Engineering, N.120, pp.903-924
- [129] Senthivel R. & Lourenço P.B., 2009. *Finite element modelling of deformation characteristics of historical stone masonry shear walls*, Engineering Structures, n.31 (2008), pp.1930-1943
- [130] Shahzada K., Khan A.N., Elnashai A.S., Ashraf M., Javed M., Naseer A. & Alam B., 2012. *Experimental seismic performance evaluation of unreinforced brick masonry buildings*, Earthquake Spectra, Vol.28, N.3, pp.1269-1290
- [131] Soroushian P., Obaseki K. & Choi K., 1988, *Nonlinear modeling and seismic analysis of masonry shear walls*, N.114, pp.1106-1119
- [132] Sousa Oliveira C., 2003. *Seismic Vulnerability of Historical Constructions: A Contribution*, Bulletin of Earthquake Engineering, N.1 (2003), pp. 37-82
- [133] Sparacio R., 2009. *Il recupero statico di immobili del centro storico di Napoli*, Ed. Università Suor Orsola Benincasa

- [134] Tassios T.P., 2010. *Seismic engineering of monuments - The first Prof. Nicholas Ambraseys distinguished lecture*, Bulletin of Earthquake Engineering, N.8 (2010), pp. 1231-1265
- [135] Terán-Gilmore A., Zuñiga-Cuevas O. & Ruiz-García J., 2009. *Displacement-based seismic assessment of low-height confined masonry buildings*, Earthquake Spectra, Vol.25, N.2, pp.439-464
- [136] Tobriner S., 1984. *A history of reinforced masonry construction designed to resist earthquakes: 1755-1907*, Earthquake Spectra, Vol.1, N.1
- [137] Tomaževic M. & Gams M., 2012. *Shaking table study and modelling of seismic behaviour of confined AAC masonry buildings*, Bulletin of Earthquake Engineering, N.10 (2012), pp. 863-893
- [138] Tomazevic M. & Lutman M., 1996. *Seismic behavior of masonry walls: modeling of hysteretic rules*, ASCE Journal of Structural Engineering, N.122, pp.1048-1054.
- [139] Tomazevic M., 1997. *Seismic design of masonry structures*, Progress in Structural Engineering and Materials, N.1 (1997), pp.88-95
- [140] Tomazevic M., Lutman M. & Petkovic L., 1996. *Seismic behavior of masonry walls: experimental simulation*, ASCE Journal of Structural Engineering, N.122, pp.1040-1047
- [141] Tomazevic M., Lutman M. & Weiss P., 1996. *Seismic upgrading of old brick-masonry urban houses: tying of walls with steel ties*, Earthquake Spectra, Vol.12, N.3
- [142] Turnšek V. & Cacovic F., 1971. *Some experimental results on the strength of brick masonry walls*, Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, 1971, pp. 149-156
- [143] Turnšek V. & Sheppard P., 1980. *The shear and flexural resistance of masonry walls*, Proceedings of the International Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje, 1980, pp. 517-573

- [144] UNI EN 1998-1, *Eurocodice 8, Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*, 2005
- [145] UNI ENV 1996-1-1, *Eurocodice 6, Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per gli edifici - Regole per la muratura armata e non armata*, 1998
- [146] Vasconcelos G. & Lourenço P.B., 2009. *Experimental characterization of stone masonry in shear and compression*, Construction and Building Materials, n. 23 (2009), pp.3337-3345
- [147] Yi T., Moon F.L., R.T. Leon & L.F. Kahn, 2006. Lateral load tests on a two-story unreinforced masonry building, ASCE Journal of Structural Engineering, N.132, pp.643-652

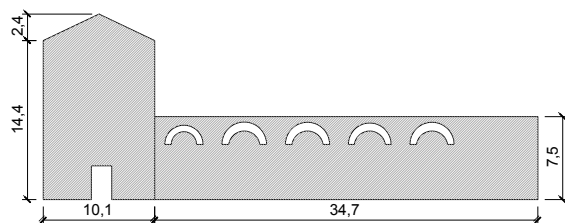
APPENDICE A:

MACROELEMENTI DELLE QUATTRO CHIESE ANALIZZATE

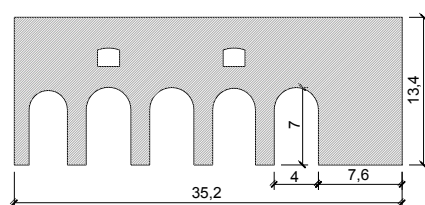
5.3 SANTA GIUSTA

Macroelementi Longitudinali

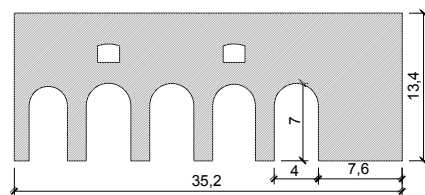
L₁



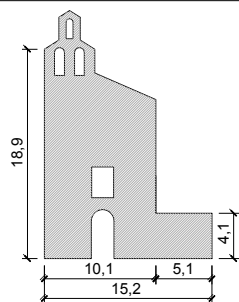
L₂



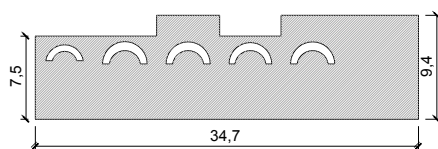
L₃



L₄

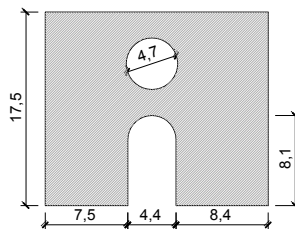


L₅

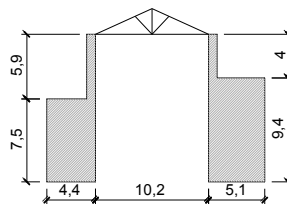


Macroelementi Trasversali

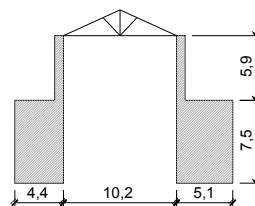
T₁



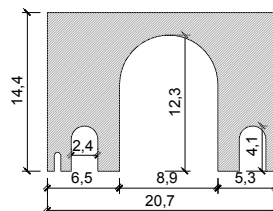
T₂₋₅



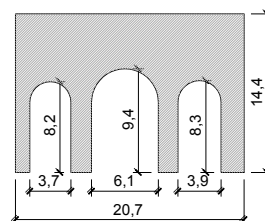
T₆



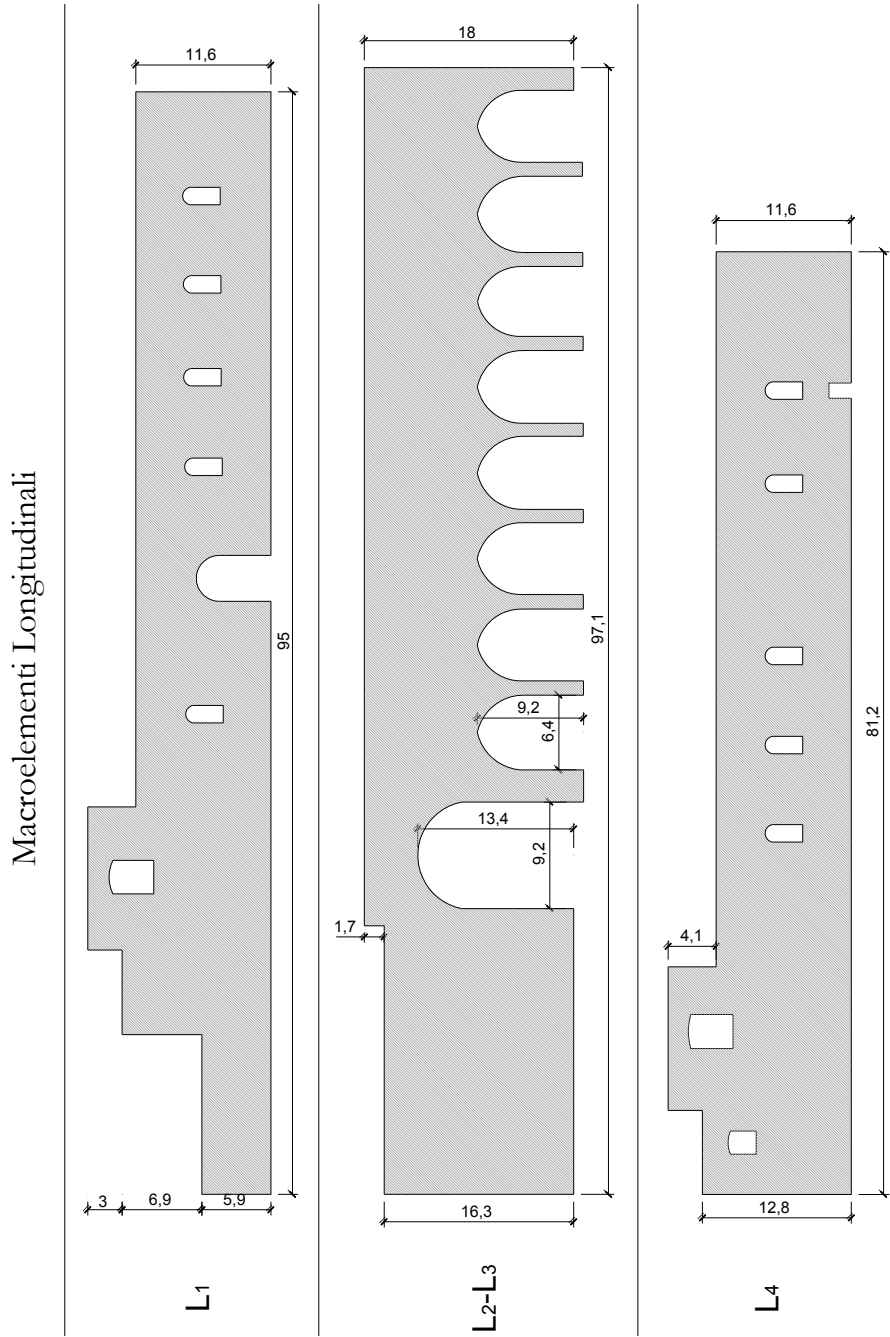
T₇



T₈

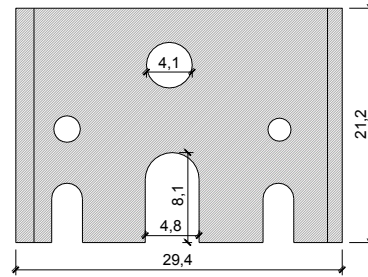


5.4 SANTA MARIA DI COLLEMAGGIO

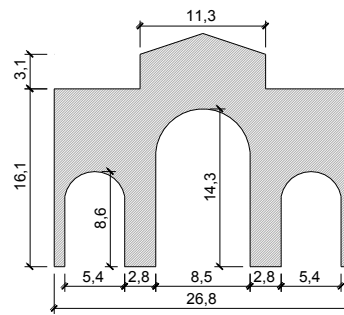


Macroelementi Trasversali

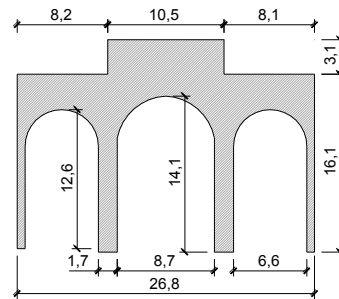
T₁



T₂



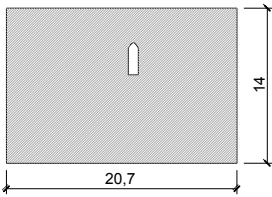
T₃



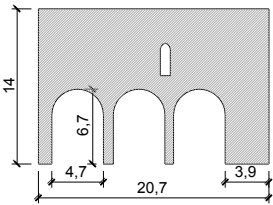
5.5 SAN PIETRO DI COPPITO

Macroelementi Longitudinali

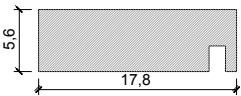
L₁



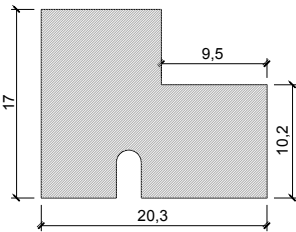
L₂



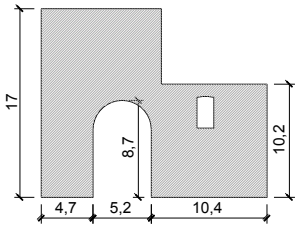
L₃



L₄

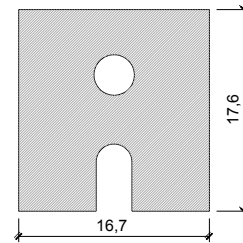


L₅

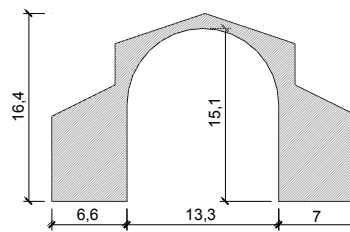


Macroelementi Trasversali

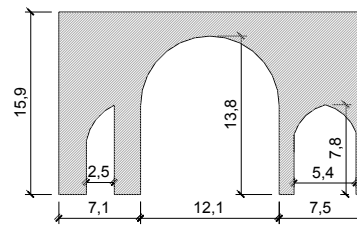
T₁



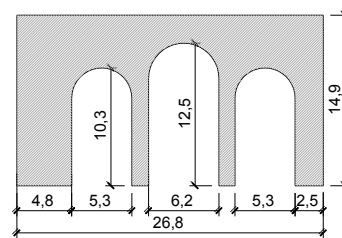
T₂



T₃

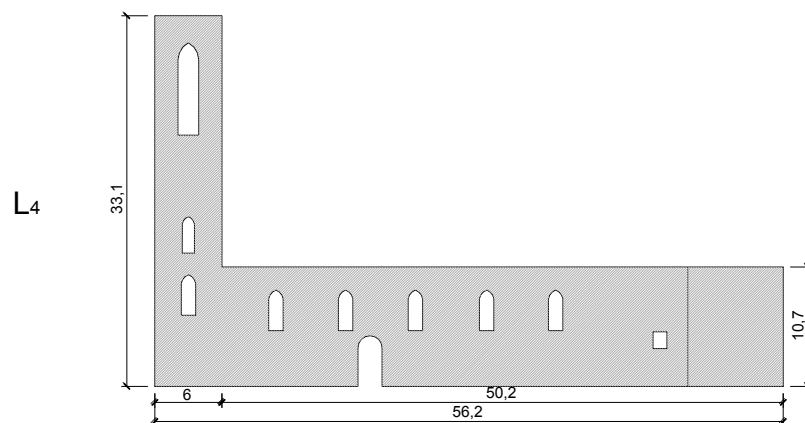
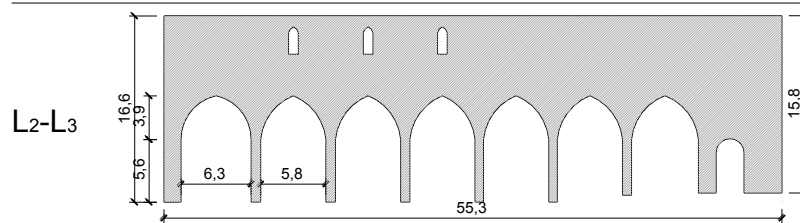
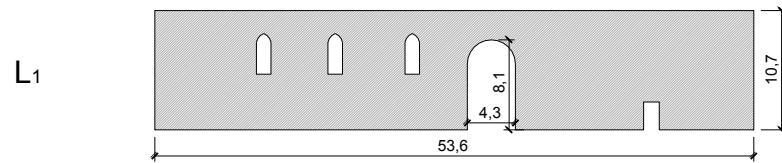


T₄



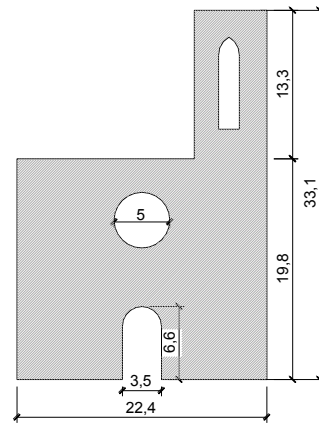
5.6 SAN SILVESTRO

Macroelementi Longitudinali

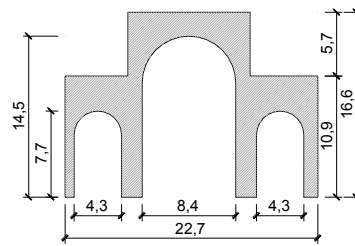


Macroelementi Trasversali

T₁



T₂



APPENDICE B:

RISULTATI DELL'ANALISI MODALE DELLE QUATTRO CHIESE

5.7 SANTA GIUSTA

M o d d	Periodo	M part. X	M part. Y	Somma M _x	Somma M _y	M _x >5 %	M _y >5 %
	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	0.61040	0.02%	4.52%	0.02%	4.52%	-	-
2	0.53899	0.00%	3.58%	0.02%	8.10%	-	-
3	0.42996	0.00%	0.12%	0.02%	8.21%	-	-
4	0.39769	0.62%	8.84%	0.64%	17.06%	-	8.84%
5	0.36174	15.51%	6.72%	16.16%	23.78%	15.51%	6.72%
6	0.35857	8.71%	6.26%	24.86%	30.03%	8.71%	6.26%
7	0.34411	8.01%	0.34%	32.88%	30.37%	8.01%	-
8	0.32784	0.17%	5.56%	33.04%	35.93%	-	5.56%
9	0.31142	0.10%	0.17%	33.14%	36.10%	-	-
10	0.29121	0.00%	1.77%	33.14%	37.87%	-	-
11	0.28728	0.00%	0.00%	33.14%	37.87%	-	-
12	0.26506	0.23%	2.61%	33.37%	40.48%	-	-
13	0.25484	1.38%	7.12%	34.75%	47.61%	-	7.12%
14	0.24673	1.04%	3.65%	35.79%	51.26%	-	-
15	0.23821	0.03%	0.05%	35.82%	51.31%	-	-
16	0.21529	1.26%	1.70%	37.07%	53.00%	-	-
17	0.20771	10.05%	0.86%	47.12%	53.86%	10.05%	-
18	0.20311	1.25%	0.17%	48.37%	54.03%	-	-
19	0.19446	8.19%	0.08%	56.56%	54.11%	8.19%	-
20	0.19153	0.04%	0.83%	56.61%	54.95%	-	-
21	0.18690	1.08%	0.94%	57.68%	55.89%	-	-
22	0.18574	1.51%	0.02%	59.19%	55.91%	-	-
23	0.18061	0.01%	5.66%	59.20%	61.57%	-	5.66%
24	0.17950	0.00%	1.36%	59.20%	62.93%	-	-
25	0.17620	1.53%	4.43%	60.73%	67.35%	-	-
26	0.17298	3.51%	2.39%	64.24%	69.75%	-	-
27	0.16730	0.01%	0.46%	64.25%	70.21%	-	-
28	0.16142	0.10%	0.15%	64.35%	70.36%	-	-
29	0.15773	0.39%	0.29%	64.74%	70.65%	-	-
30	0.15640	0.20%	0.04%	64.94%	70.69%	-	-
31	0.15081	0.00%	0.70%	64.94%	71.39%	-	-
32	0.14906	0.01%	0.47%	64.95%	71.86%	-	-

RISULTATI DELL'ANALISI MODALE DELLE QUATTRO CHIESE

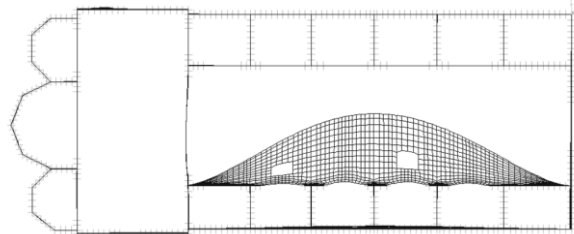
33	0.14434	0.01%	0.40%	64.96%	72.26%	-	-
34	0.14107	0.00%	0.00%	64.96%	72.26%	-	-
35	0.13879	0.01%	0.01%	64.97%	72.27%	-	-
36	0.13522	0.05%	1.58%	65.03%	73.85%	-	-
37	0.13462	1.13%	0.18%	66.15%	74.02%	-	-
38	0.13389	0.56%	0.03%	66.72%	74.06%	-	-
39	0.12946	0.06%	0.02%	66.77%	74.08%	-	-
40	0.12746	0.34%	0.02%	67.11%	74.09%	-	-
41	0.12555	0.00%	0.46%	67.12%	74.55%	-	-
42	0.12203	0.08%	0.08%	67.19%	74.63%	-	-
43	0.11961	0.00%	0.01%	67.19%	74.64%	-	-
44	0.11767	0.06%	0.01%	67.25%	74.65%	-	-
45	0.11639	0.32%	0.13%	67.57%	74.78%	-	-
46	0.11619	0.12%	0.00%	67.69%	74.78%	-	-
47	0.11394	0.01%	0.00%	67.69%	74.78%	-	-
48	0.11179	0.39%	0.06%	68.09%	74.84%	-	-
49	0.10902	0.03%	0.70%	68.11%	75.55%	-	-
50	0.10497	0.13%	0.07%	68.24%	75.61%	-	-
51	0.10336	0.15%	0.24%	68.40%	75.85%	-	-
52	0.10139	0.99%	0.05%	69.38%	75.91%	-	-
53	0.10035	0.01%	0.01%	69.39%	75.92%	-	-
54	0.09867	0.40%	0.41%	69.79%	76.32%	-	-
55	0.09740	0.61%	0.35%	70.40%	76.67%	-	-
56	0.09705	0.01%	0.32%	70.41%	77.00%	-	-
57	0.09700	0.01%	0.57%	70.43%	77.57%	-	-
58	0.09536	0.77%	0.17%	71.19%	77.74%	-	-
59	0.09477	0.71%	0.04%	71.90%	77.78%	-	-
60	0.09452	0.29%	0.44%	72.19%	78.22%	-	-
61	0.09420	0.14%	0.37%	72.33%	78.59%	-	-
62	0.09338	0.00%	0.20%	72.33%	78.78%	-	-
63	0.09226	0.08%	0.22%	72.42%	79.00%	-	-
64	0.09155	0.22%	0.10%	72.63%	79.10%	-	-
65	0.09055	0.21%	0.14%	72.84%	79.24%	-	-
66	0.08974	0.02%	0.01%	72.86%	79.25%	-	-
67	0.08954	0.04%	0.01%	72.90%	79.25%	-	-
68	0.08863	1.34%	0.41%	74.24%	79.66%	-	-
69	0.08846	0.00%	0.01%	74.24%	79.68%	-	-

APPENDICE B

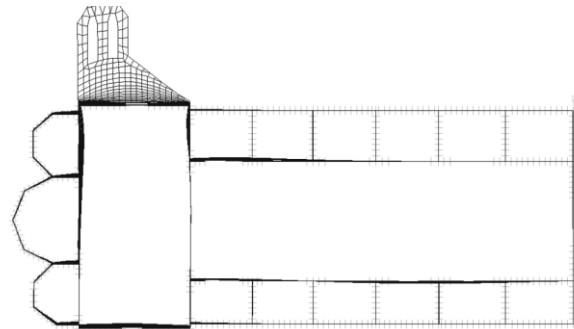
70	0.08752	0.01%	0.04%	74.25%	79.72%	-	-
71	0.08739	0.03%	0.07%	74.27%	79.79%	-	-
72	0.08701	1.10%	0.37%	75.37%	80.16%	-	-
73	0.08663	0.34%	0.23%	75.72%	80.39%	-	-
74	0.08614	0.48%	0.03%	76.20%	80.42%	-	-
75	0.08555	0.16%	0.14%	76.36%	80.56%	-	-
76	0.08473	0.04%	0.37%	76.39%	80.93%	-	-
77	0.08388	0.08%	0.13%	76.48%	81.06%	-	-
78	0.08370	0.28%	0.00%	76.76%	81.06%	-	-
79	0.08336	0.03%	0.47%	76.79%	81.53%	-	-
80	0.08256	0.08%	0.83%	76.87%	82.37%	-	-
81	0.08183	0.04%	0.04%	76.92%	82.40%	-	-
82	0.08123	0.04%	0.14%	76.95%	82.55%	-	-
83	0.08100	0.10%	0.01%	77.05%	82.56%	-	-
84	0.08064	0.15%	0.06%	77.21%	82.62%	-	-
85	0.08011	0.07%	0.04%	77.27%	82.66%	-	-
86	0.07911	0.08%	0.02%	77.35%	82.68%	-	-
87	0.07882	1.18%	0.02%	78.53%	82.70%	-	-
88	0.07790	0.23%	0.17%	78.76%	82.87%	-	-
89	0.07739	0.00%	0.13%	78.76%	82.99%	-	-
90	0.07735	0.00%	0.09%	78.76%	83.08%	-	-
91	0.07614	0.12%	0.54%	78.89%	83.63%	-	-
92	0.07572	0.00%	0.06%	78.89%	83.69%	-	-
93	0.07555	0.00%	0.01%	78.89%	83.70%	-	-
94	0.07490	0.11%	0.01%	79.00%	83.71%	-	-
95	0.07482	0.07%	0.01%	79.08%	83.72%	-	-
96	0.07398	0.28%	0.01%	79.36%	83.73%	-	-
97	0.07325	0.14%	0.00%	79.51%	83.73%	-	-
98	0.07297	0.01%	0.01%	79.52%	83.74%	-	-
99	0.07241	0.00%	0.00%	79.52%	83.75%	-	-
100	0.07167	0.00%	0.01%	79.52%	83.76%	-	-

50.47% 40.16%

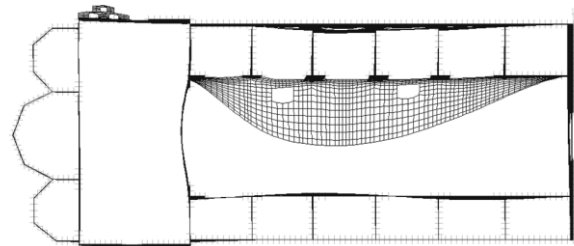
Nelle pagine successive si riportano le forme modali dei modi principali, ossia quelli ai quali sono associati i valori maggiori della massa partecipante (evidenziati in grigio in tabella).



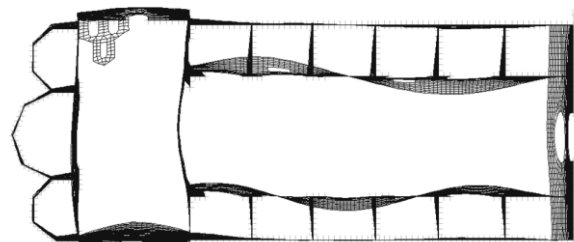
Modo 1: $T = 0.61s$



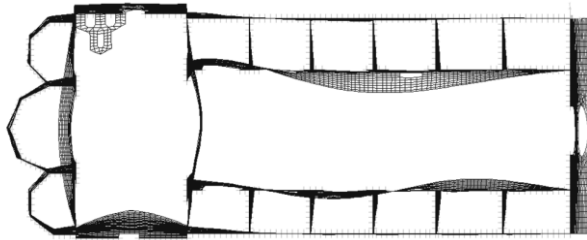
Modo 2: $T = 0.54s$



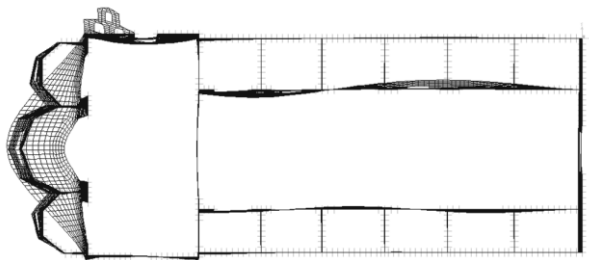
Modo 4: $T = 0.39s$



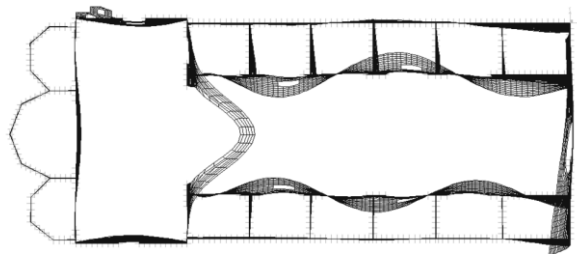
Modo 5: $T = 0.36s$



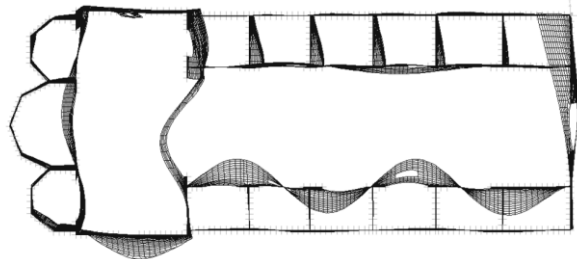
Modo6: $T = 0.35s$



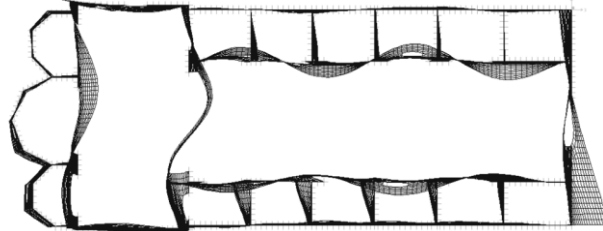
Modo 7: $T = 0.34s$



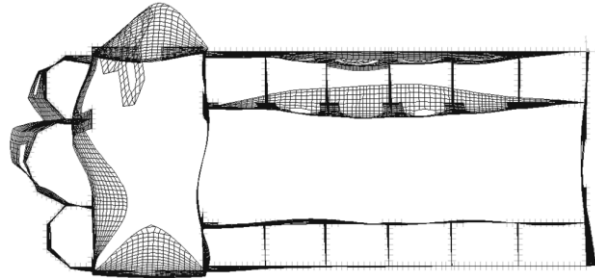
Modo 13: $T = 0.25s$



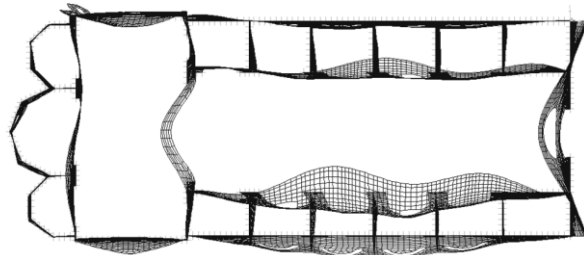
Modo 17: $T = 0.20s$



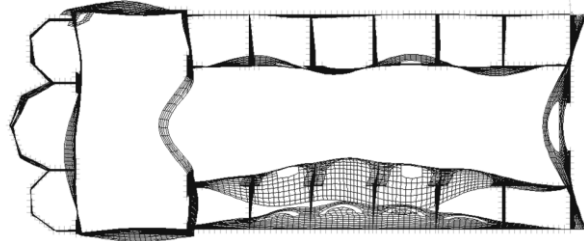
Modo 19: $T = 0.19s$



Modo 23: $T = 0.18s$



Modo 25: $T = 0.176s$



Modo 26: $T = 0.172s$

5.8 SANTA MARIA DI COLLEMAGGIO

M o d d	Periodo	M part. X	M part. Y	Somma M _x	Somma M _y	M _x >5 %	M _y >5 %
	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	3.63375	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	-	-
2	3.61888	0.00%	11.00%	0.00%	11.00%	-	11.00%
3	1.82105	0.01%	0.00%	0.01%	11.00%	-	-
4	1.81433	0.00%	0.01%	0.01%	11.01%	-	-
5	1.06313	0.00%	4.38%	0.01%	15.39%	-	-
6	1.05863	0.00%	0.00%	0.01%	15.39%	-	-
7	1.01365	0.00%	4.74%	0.01%	20.13%	-	-
8	0.97308	0.00%	4.65%	0.01%	24.78%	-	-
9	0.76555	0.02%	0.30%	0.03%	25.08%	-	-
10	0.74367	0.17%	0.46%	0.21%	25.54%	-	-
11	0.70339	0.01%	2.76%	0.21%	28.30%	-	-
12	0.68568	1.01%	0.00%	1.23%	28.30%	-	-
13	0.66728	0.00%	1.70%	1.23%	30.00%	-	-
14	0.66722	0.01%	0.11%	1.23%	30.11%	-	-
15	0.62259	0.01%	15.27%	1.25%	45.37%	-	15.27%
16	0.59319	31.08%	0.01%	32.32%	45.39%	31.08%	-
17	0.54755	0.00%	0.01%	32.33%	45.39%	-	-
18	0.54712	0.06%	0.00%	32.38%	45.39%	-	-
19	0.54578	0.01%	0.33%	32.40%	45.73%	-	-
20	0.53978	0.48%	0.02%	32.87%	45.75%	-	-
21	0.52886	0.15%	0.16%	33.03%	45.91%	-	-
22	0.48738	0.01%	0.69%	33.03%	46.60%	-	-
23	0.47932	0.00%	0.00%	33.04%	46.61%	-	-
24	0.44885	0.00%	2.58%	33.04%	49.18%	-	-
25	0.43213	0.00%	0.00%	33.04%	49.18%	-	-
26	0.43060	0.00%	0.29%	33.04%	49.47%	-	-
27	0.42808	0.03%	0.01%	33.07%	49.48%	-	-
28	0.39947	0.05%	0.02%	33.12%	49.50%	-	-
29	0.39250	0.02%	1.64%	33.13%	51.14%	-	-
30	0.38984	0.01%	2.04%	33.14%	53.19%	-	-
31	0.38755	0.14%	2.18%	33.28%	55.36%	-	-
32	0.37370	0.00%	1.51%	33.28%	56.88%	-	-

RISULTATI DELL'ANALISI MODALE DELLE QUATTRO CHIESE

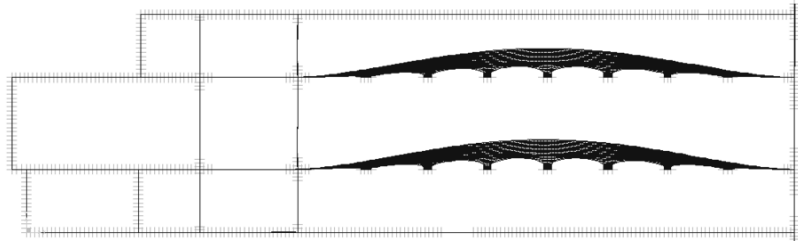
33	0.34953	0.00%	2.40%	33.28%	59.28%	-	-
34	0.34313	0.04%	0.06%	33.32%	59.34%	-	-
35	0.34179	0.00%	0.52%	33.32%	59.85%	-	-
36	0.33688	0.02%	0.43%	33.35%	60.28%	-	-
37	0.33172	1.12%	0.64%	34.47%	60.93%	-	-
38	0.31667	0.21%	8.00%	34.68%	68.93%	-	8.00%
39	0.31225	0.20%	0.20%	34.87%	69.13%	-	-
40	0.30299	0.02%	0.18%	34.89%	69.31%	-	-
41	0.30098	0.00%	0.15%	34.89%	69.46%	-	-
42	0.29000	0.00%	0.80%	34.89%	70.26%	-	-
43	0.28423	0.00%	0.01%	34.90%	70.27%	-	-
44	0.27751	0.00%	0.07%	34.90%	70.34%	-	-
45	0.27613	0.01%	0.00%	34.90%	70.34%	-	-
46	0.26959	2.44%	0.00%	37.34%	70.34%	-	-
47	0.25851	0.35%	0.00%	37.69%	70.34%	-	-
48	0.25514	1.91%	0.00%	39.60%	70.34%	-	-
49	0.25218	0.01%	0.16%	39.62%	70.50%	-	-
50	0.24233	0.12%	0.49%	39.73%	71.00%	-	-
51	0.23549	0.28%	0.00%	40.01%	71.00%	-	-
52	0.22939	0.07%	0.01%	40.08%	71.01%	-	-
53	0.22909	0.22%	0.00%	40.30%	71.01%	-	-
54	0.22839	0.30%	0.00%	40.60%	71.01%	-	-
55	0.22672	0.80%	0.01%	41.39%	71.02%	-	-
56	0.21911	0.02%	0.09%	41.41%	71.11%	-	-
57	0.21188	0.45%	0.14%	41.86%	71.25%	-	-
58	0.21169	0.78%	0.06%	42.64%	71.31%	-	-
59	0.20908	3.38%	0.06%	46.02%	71.37%	-	-
60	0.20597	0.18%	0.03%	46.20%	71.40%	-	-
61	0.20425	0.28%	0.05%	46.48%	71.45%	-	-
62	0.20067	0.98%	0.00%	47.46%	71.45%	-	-
63	0.19832	0.00%	0.21%	47.46%	71.65%	-	-
64	0.19829	0.01%	0.00%	47.47%	71.66%	-	-
65	0.19798	0.01%	0.00%	47.47%	71.66%	-	-
66	0.19559	0.03%	0.00%	47.51%	71.66%	-	-
67	0.19435	0.01%	0.02%	47.52%	71.68%	-	-
68	0.19367	2.54%	0.02%	50.06%	71.71%	-	-
69	0.19075	0.00%	0.10%	50.06%	71.81%	-	-

APPENDICE B

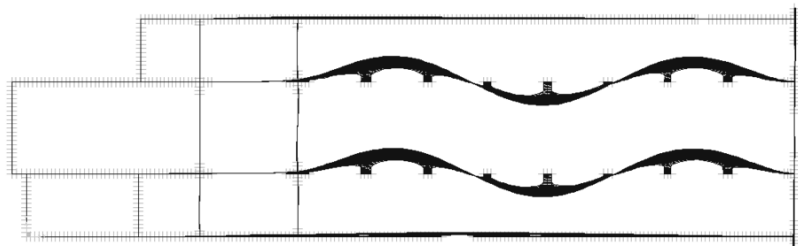
70	0.18919	0.03%	0.00%	50.09%	71.81%	-	-
71	0.18913	0.00%	0.00%	50.09%	71.81%	-	-
72	0.18582	0.05%	0.00%	50.14%	71.82%	-	-
73	0.18354	1.90%	0.09%	52.04%	71.90%	-	-
74	0.18188	0.00%	0.79%	52.04%	72.69%	-	-
75	0.18017	0.07%	0.51%	52.11%	73.19%	-	-
76	0.17799	0.00%	1.56%	52.11%	74.75%	-	-
77	0.17769	0.00%	0.03%	52.12%	74.78%	-	-
78	0.17708	0.04%	0.04%	52.16%	74.81%	-	-
79	0.17680	0.00%	0.00%	52.17%	74.82%	-	-
80	0.17656	0.00%	0.07%	52.17%	74.88%	-	-
81	0.17542	0.00%	1.58%	52.17%	76.46%	-	-
82	0.17378	0.25%	0.38%	52.42%	76.84%	-	-
83	0.17128	0.05%	0.21%	52.47%	77.06%	-	-
84	0.16709	0.01%	0.12%	52.48%	77.18%	-	-
85	0.16633	0.28%	0.00%	52.76%	77.18%	-	-
86	0.16625	0.06%	0.02%	52.82%	77.20%	-	-
87	0.16571	0.13%	0.12%	52.95%	77.32%	-	-
88	0.16536	0.01%	0.00%	52.96%	77.32%	-	-
89	0.16359	0.03%	0.00%	52.99%	77.33%	-	-
90	0.16330	0.01%	0.00%	53.00%	77.33%	-	-
91	0.15884	0.00%	0.03%	53.00%	77.36%	-	-
92	0.15747	0.73%	0.30%	53.73%	77.66%	-	-
93	0.15532	1.09%	0.01%	54.83%	77.66%	-	-
94	0.15443	0.28%	0.02%	55.10%	77.69%	-	-
95	0.15379	0.87%	0.04%	55.97%	77.73%	-	-
96	0.15232	3.50%	0.00%	59.47%	77.73%	-	-
97	0.15167	0.08%	0.00%	59.54%	77.73%	-	-
98	0.15141	0.09%	0.28%	59.64%	78.01%	-	-
99	0.15108	0.09%	0.00%	59.73%	78.01%	-	-
100	0.15048	0.17%	0.10%	59.90%	78.11%	-	-

31.08% 34.27%

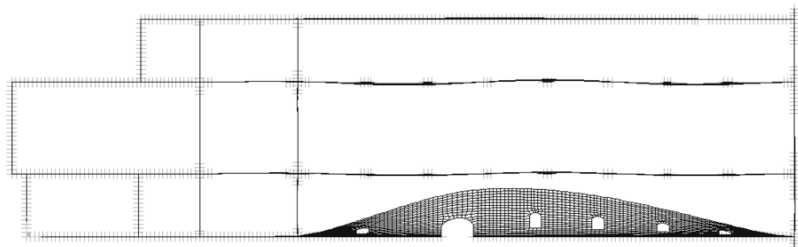
Nelle pagine successive si riportano le forme modali dei modi principali, ossia quelli ai quali sono associati i valori maggiori della massa partecipante (evidenziati in grigio in tabella).



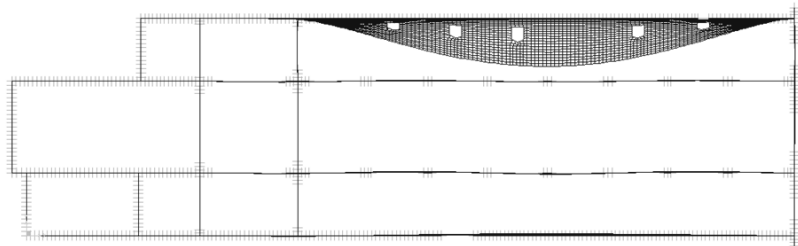
Modo 2: $T = 3.61s$



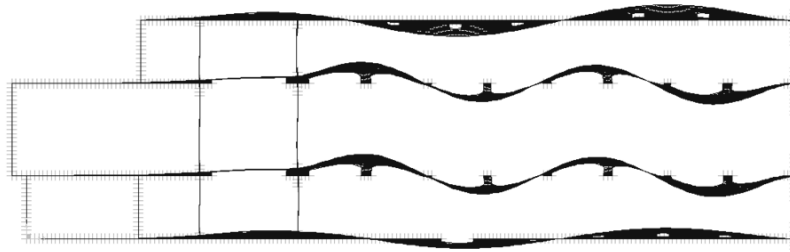
Modo 5: $T = 1.06s$



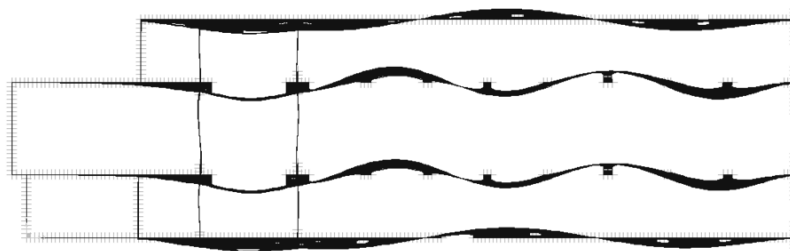
Modo 7: $T = 1.01s$



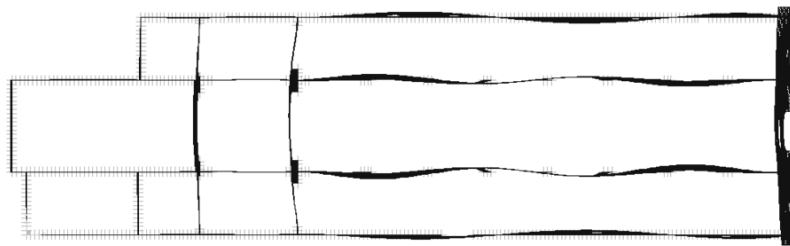
Modo 8: $T = 0.97s$



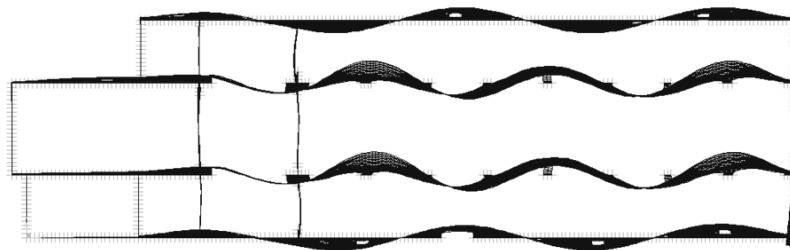
Modo 11: $T = 0.70s$



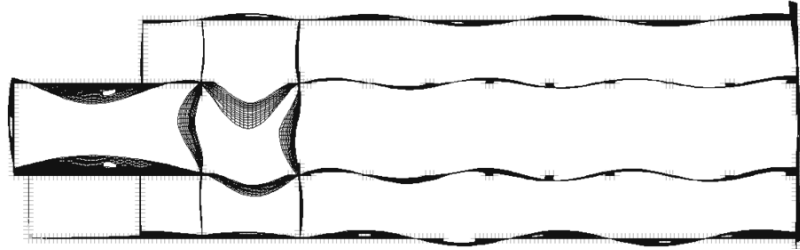
Modo 15: $T = 0.62s$



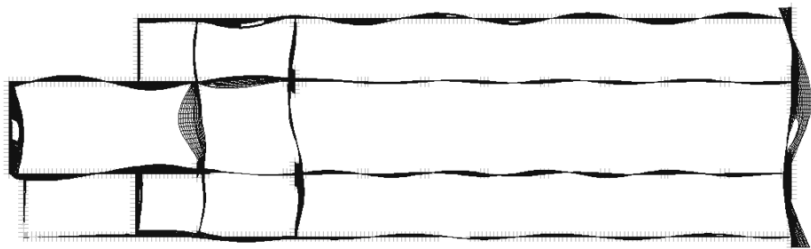
Modo 16: $T = 0.59s$



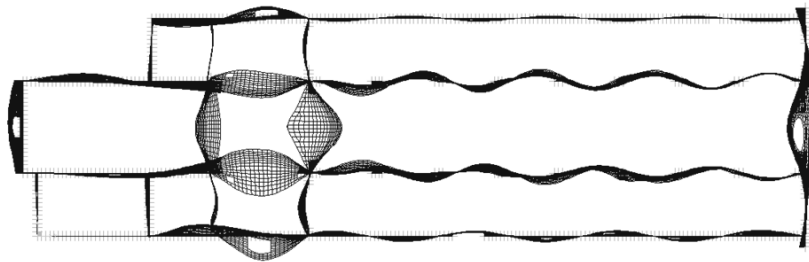
Modo 24: $T = 0.44s$



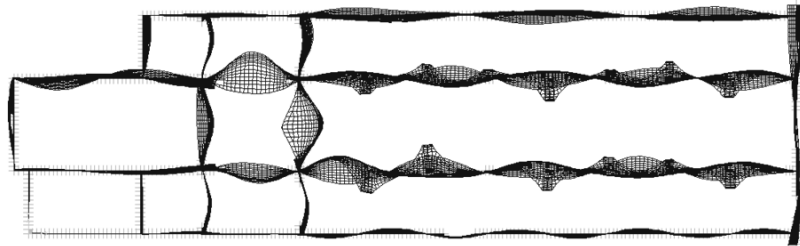
Modo 38: $T = 0.31s$



Modo 59: $T = 0.20s$



Modo 68: $T = 0.19s$



Modo 96: $T = 0.15s$

5.9 SAN PIETRO DI COPPITO

M o d d	Periodo	M part. X	M part. Y	Somma M _x	Somma M _y	M _x >5 %	M _y >5 %
	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1.17739	2.57%	0.00%	0.02%	4.52%	-	-
2	0.77283	0.01%	1.31%	0.02%	8.10%	-	-
3	0.72106	0.34%	5.39%	0.02%	8.21%	-	5.39%
4	0.58578	4.85%	0.74%	0.64%	17.06%	-	-
5	0.57988	22.86%	1.13%	16.16%	23.78%	22.86%	-
6	0.55961	0.78%	2.03%	24.86%	30.03%	-	-
7	0.55313	0.70%	29.58%	32.88%	30.37%	-	29.58%
8	0.52835	1.10%	0.94%	33.04%	35.93%	-	-
9	0.46787	0.03%	0.01%	33.14%	36.10%	-	-
10	0.35879	0.47%	0.00%	33.14%	37.87%	-	-
11	0.34534	1.92%	0.37%	33.14%	37.87%	-	-
12	0.32079	0.10%	0.06%	33.37%	40.48%	-	-
13	0.30248	0.01%	0.00%	34.75%	47.61%	-	-
14	0.29272	4.67%	0.02%	35.79%	51.26%	-	-
15	0.28577	2.23%	0.05%	35.82%	51.31%	-	-
16	0.28389	4.62%	0.20%	37.07%	53.00%	-	-
17	0.27524	1.56%	1.25%	47.12%	53.86%	-	-
18	0.27038	0.00%	0.39%	48.37%	54.03%	-	-
19	0.25979	0.04%	2.59%	56.56%	54.11%	-	-
20	0.25578	0.11%	0.20%	56.61%	54.95%	-	-
21	0.24822	0.39%	2.49%	57.68%	55.89%	-	-
22	0.24416	0.10%	9.72%	59.19%	55.91%	-	9.72%
23	0.23792	1.61%	0.15%	59.20%	61.57%	-	-
24	0.22782	0.00%	0.01%	59.20%	62.93%	-	-
25	0.22362	0.72%	0.71%	60.73%	67.35%	-	-
26	0.21677	0.01%	0.18%	64.24%	69.75%	-	-
27	0.20659	0.03%	0.00%	64.25%	70.21%	-	-
28	0.20432	0.50%	0.15%	64.35%	70.36%	-	-
29	0.20005	1.01%	0.34%	64.74%	70.65%	-	-
30	0.19487	1.26%	0.72%	64.94%	70.69%	-	-
31	0.18838	8.59%	2.21%	64.94%	71.39%	8.59%	-
32	0.18372	0.70%	0.15%	64.95%	71.86%	-	-

RISULTATI DELL'ANALISI MODALE DELLE QUATTRO CHIESE

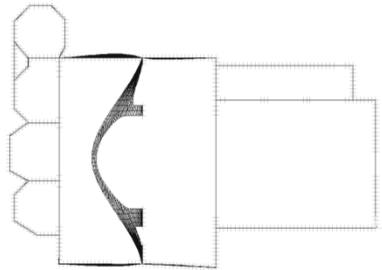
33	0.17857	0.72%	0.22%	64.96%	72.26%	-	-
34	0.17439	3.26%	8.43%	64.96%	72.26%	-	8.43%
35	0.17104	0.19%	0.00%	64.97%	72.27%	-	-
36	0.16909	0.03%	0.03%	65.03%	73.85%	-	-
37	0.16815	0.01%	0.67%	66.15%	74.02%	-	-
38	0.16338	0.90%	0.19%	66.72%	74.06%	-	-
39	0.15810	0.33%	0.74%	66.77%	74.08%	-	-
40	0.15597	0.03%	0.17%	67.11%	74.09%	-	-
41	0.15476	0.05%	0.01%	67.12%	74.55%	-	-
42	0.15103	0.38%	0.09%	67.19%	74.63%	-	-
43	0.14757	1.17%	0.11%	67.19%	74.64%	-	-
44	0.14681	0.39%	0.49%	67.25%	74.65%	-	-
45	0.14603	0.25%	0.02%	67.57%	74.78%	-	-
46	0.14225	0.87%	0.01%	67.69%	74.78%	-	-
47	0.14173	0.73%	0.00%	67.69%	74.78%	-	-
48	0.14107	0.01%	0.17%	68.09%	74.84%	-	-
49	0.13790	0.23%	0.23%	68.11%	75.55%	-	-
50	0.13505	0.39%	0.91%	68.24%	75.61%	-	-
51	0.12709	0.14%	0.12%	68.40%	75.85%	-	-
52	0.12631	0.05%	0.96%	69.38%	75.91%	-	-
53	0.12525	1.83%	0.47%	69.39%	75.92%	-	-
54	0.12430	0.37%	0.65%	69.79%	76.32%	-	-
55	0.12233	0.07%	0.67%	70.40%	76.67%	-	-
56	0.12141	0.01%	0.02%	70.41%	77.00%	-	-
57	0.12112	0.01%	0.15%	70.43%	77.57%	-	-
58	0.11850	0.04%	0.00%	71.19%	77.74%	-	-
59	0.11770	0.00%	0.01%	71.90%	77.78%	-	-
60	0.11729	0.01%	0.55%	72.19%	78.22%	-	-
61	0.11512	0.06%	0.00%	72.33%	78.59%	-	-
62	0.11489	0.08%	0.00%	72.33%	78.78%	-	-
63	0.11389	0.05%	0.00%	72.42%	79.00%	-	-
64	0.11117	0.01%	0.02%	72.63%	79.10%	-	-
65	0.11048	0.01%	0.00%	72.84%	79.24%	-	-
66	0.11037	0.84%	0.06%	72.86%	79.25%	-	-
67	0.10965	0.29%	0.16%	72.90%	79.25%	-	-
68	0.10587	0.00%	0.39%	74.24%	79.66%	-	-
69	0.10376	0.08%	0.05%	74.24%	79.68%	-	-

APPENDICE B

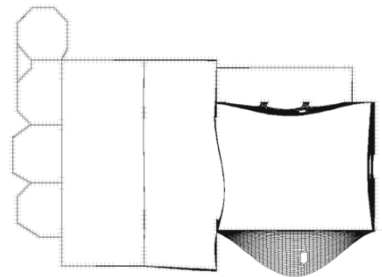
70	0.10330	0.15%	0.00%	74.25%	79.72%	-	-
71	0.10132	1.15%	0.05%	74.27%	79.79%	-	-
72	0.10068	0.55%	0.01%	75.37%	80.16%	-	-
73	0.09943	0.06%	0.01%	75.72%	80.39%	-	-
74	0.09796	0.07%	0.04%	76.20%	80.42%	-	-
75	0.09721	0.00%	0.09%	76.36%	80.56%	-	-
76	0.09691	0.33%	0.06%	76.39%	80.93%	-	-
77	0.09642	0.13%	0.13%	76.48%	81.06%	-	-
78	0.09528	0.69%	0.01%	76.76%	81.06%	-	-
79	0.09473	0.02%	0.01%	76.79%	81.53%	-	-
80	0.09461	0.38%	0.13%	76.87%	82.37%	-	-
81	0.09402	0.06%	0.23%	76.92%	82.40%	-	-
82	0.09352	0.00%	0.13%	76.95%	82.55%	-	-
83	0.09268	0.07%	0.24%	77.05%	82.56%	-	-
84	0.09118	0.32%	0.23%	77.21%	82.62%	-	-
85	0.09037	0.00%	0.00%	77.27%	82.66%	-	-
86	0.09029	0.33%	0.06%	77.35%	82.68%	-	-
87	0.08970	0.14%	0.00%	78.53%	82.70%	-	-
88	0.08922	0.00%	1.01%	78.76%	82.87%	-	-
89	0.08823	0.01%	0.04%	78.76%	82.99%	-	-
90	0.08807	0.20%	0.76%	78.76%	83.08%	-	-
91	0.08776	0.06%	0.56%	78.89%	83.63%	-	-
92	0.08716	0.13%	0.38%	78.89%	83.69%	-	-
93	0.08594	0.01%	0.53%	78.89%	83.70%	-	-
94	0.08461	0.00%	1.40%	79.00%	83.71%	-	-
95	0.08398	0.15%	0.00%	79.08%	83.72%	-	-
96	0.08338	0.00%	0.07%	79.36%	83.73%	-	-
97	0.08282	0.18%	0.04%	79.51%	83.73%	-	-
98	0.08225	0.03%	0.00%	79.52%	83.74%	-	-
99	0.08142	0.00%	0.04%	79.52%	83.75%	-	-
100	0.08132	0.02%	0.05%	79.52%	83.76%	-	-

31.45% 53.12%

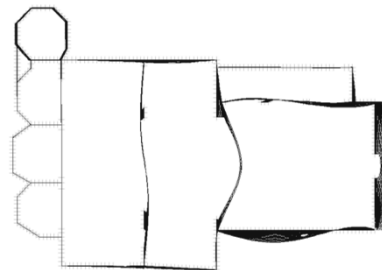
Nelle pagine successive si riportano le forme modali dei modi principali, ossia quelli ai quali sono associati i valori maggiori della massa partecipante (evidenziati in grigio in tabella).



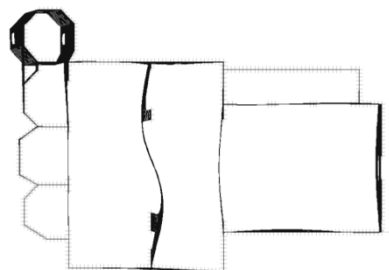
Modo 1: $T = 1.17s$



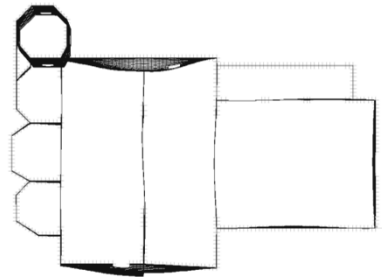
Modo 3: $T = 0.72s$



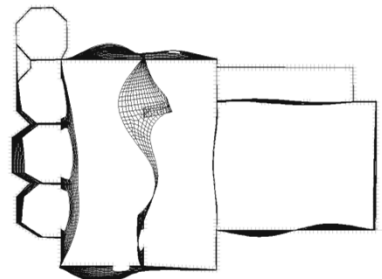
Modo 4: $T = 0.58s$



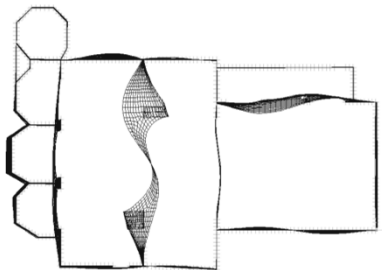
Modo 5: $T = 0.57s$



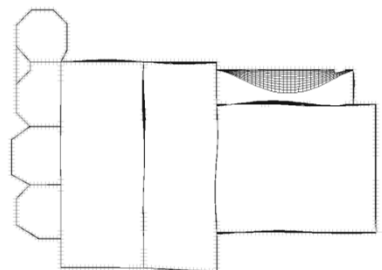
Modo 7: $T = 0.55s$



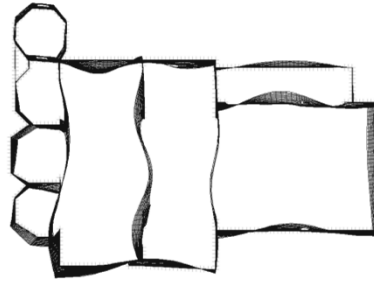
Modo 14: $T = 0.29s$



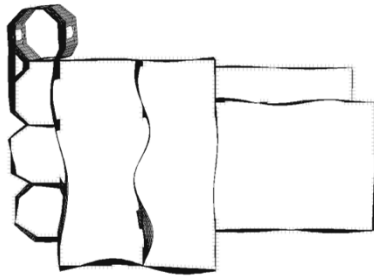
Modo 16: $T = 0.28s$



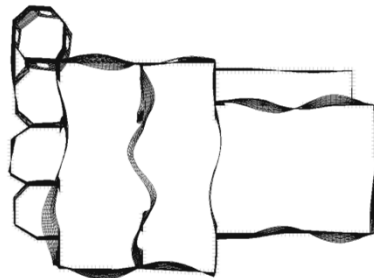
Modo 19: $T = 0.25s$



Modo 22: $T = 0.24s$



Modo 31: $T = 0.18s$



Modo 34: $T = 0.17s$

5.10 SAN SILVESTRO

M o d d	Periodo	M part. X	M part. Y	Somma M _x	Somma M _y	M _x >5 %	M _y >5 %
	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2.65562	0.00%	7.93%	0.00%	7.93%	-	7.93%
2	2.23520	0.00%	5.83%	0.00%	13.77%	-	5.83%
3	1.23026	0.02%	0.01%	0.02%	13.78%	-	-
4	1.02073	0.00%	4.14%	0.02%	17.91%	-	-
5	0.99268	0.02%	0.29%	0.04%	18.20%	-	-
6	0.84538	14.17%	3.84%	14.20%	22.04%	14.17%	-
7	0.74090	0.03%	3.93%	14.23%	25.97%	-	-
8	0.71832	4.83%	12.55%	19.06%	38.52%	-	12.55%
9	0.70157	0.37%	0.18%	19.42%	38.70%	-	-
10	0.67327	0.01%	0.18%	19.44%	38.87%	-	-
11	0.56376	0.02%	1.93%	19.46%	40.81%	-	-
12	0.52491	0.02%	0.87%	19.47%	41.68%	-	-
13	0.50603	0.14%	1.14%	19.61%	42.82%	-	-
14	0.49448	20.03%	0.35%	39.65%	43.16%	20.03%	-
15	0.46420	0.95%	1.72%	40.60%	44.88%	-	-
16	0.44551	0.02%	0.06%	40.62%	44.94%	-	-
17	0.39837	0.02%	0.72%	40.64%	45.66%	-	-
18	0.39546	0.01%	2.56%	40.65%	48.21%	-	-
19	0.38717	0.17%	0.00%	40.82%	48.22%	-	-
20	0.36486	0.04%	0.01%	40.86%	48.22%	-	-
21	0.36013	5.09%	2.17%	45.96%	50.39%	5.09%	-
22	0.34266	1.85%	2.95%	47.80%	53.33%	-	-
23	0.32350	0.32%	0.22%	48.13%	53.56%	-	-
24	0.31082	0.03%	0.21%	48.16%	53.77%	-	-
25	0.30857	6.03%	0.30%	54.19%	54.07%	6.03%	-
26	0.30122	0.28%	0.15%	54.47%	54.22%	-	-
27	0.29094	0.16%	0.35%	54.63%	54.57%	-	-
28	0.28486	0.12%	1.93%	54.74%	56.50%	-	-
29	0.27254	1.15%	3.61%	55.90%	60.11%	-	-
30	0.27051	0.33%	6.54%	56.23%	66.65%	-	6.54%
31	0.26389	0.06%	0.65%	56.29%	67.30%	-	-
32	0.25153	0.01%	0.64%	56.30%	67.94%	-	-

RISULTATI DELL'ANALISI MODALE DELLE QUATTRO CHIESE

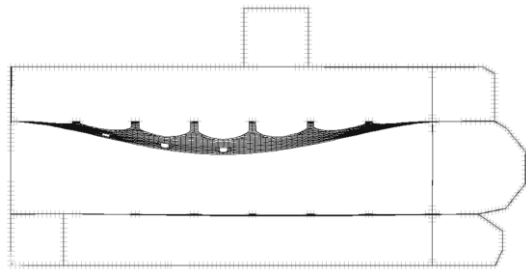
33	0.24497	0.63%	1.58%	56.92%	69.52%	-	-
34	0.24355	0.20%	2.73%	57.12%	72.25%	-	-
35	0.23705	0.24%	0.29%	57.36%	72.54%	-	-
36	0.23461	0.36%	0.03%	57.72%	72.57%	-	-
37	0.22684	1.76%	0.07%	59.48%	72.64%	-	-
38	0.22184	0.58%	0.03%	60.07%	72.67%	-	-
39	0.21965	0.01%	0.24%	60.07%	72.91%	-	-
40	0.21589	0.62%	0.16%	60.69%	73.07%	-	-
41	0.21091	0.04%	0.15%	60.73%	73.22%	-	-
42	0.21020	0.01%	0.50%	60.74%	73.72%	-	-
43	0.20636	0.10%	0.34%	60.83%	74.06%	-	-
44	0.20337	0.03%	0.77%	60.86%	74.83%	-	-
45	0.20250	0.22%	0.48%	61.08%	75.31%	-	-
46	0.19892	0.04%	0.15%	61.12%	75.46%	-	-
47	0.19477	0.11%	0.64%	61.23%	76.10%	-	-
48	0.19209	0.28%	0.14%	61.51%	76.24%	-	-
49	0.19118	0.04%	0.42%	61.55%	76.66%	-	-
50	0.18900	0.00%	0.74%	61.55%	77.39%	-	-
51	0.18381	0.00%	0.83%	61.55%	78.22%	-	-
52	0.18225	0.00%	0.02%	61.55%	78.24%	-	-
53	0.18091	0.28%	0.31%	61.83%	78.55%	-	-
54	0.17581	0.01%	0.16%	61.84%	78.71%	-	-
55	0.16991	0.05%	0.00%	61.89%	78.71%	-	-
56	0.16892	0.27%	0.02%	62.16%	78.74%	-	-
57	0.16841	0.03%	0.19%	62.19%	78.93%	-	-
58	0.16674	0.26%	0.00%	62.46%	78.94%	-	-
59	0.16559	0.04%	0.03%	62.50%	78.96%	-	-
60	0.16389	0.00%	0.16%	62.50%	79.13%	-	-
61	0.15902	0.54%	0.25%	63.03%	79.38%	-	-
62	0.15799	0.07%	0.04%	63.10%	79.41%	-	-
63	0.15736	0.04%	0.04%	63.14%	79.45%	-	-
64	0.15487	0.00%	0.01%	63.14%	79.47%	-	-
65	0.15319	0.08%	0.28%	63.23%	79.75%	-	-
66	0.15136	0.84%	0.12%	64.06%	79.86%	-	-
67	0.15059	0.00%	0.00%	64.06%	79.86%	-	-
68	0.14744	0.15%	0.03%	64.21%	79.89%	-	-
69	0.14604	0.00%	0.07%	64.21%	79.96%	-	-

APPENDICE B

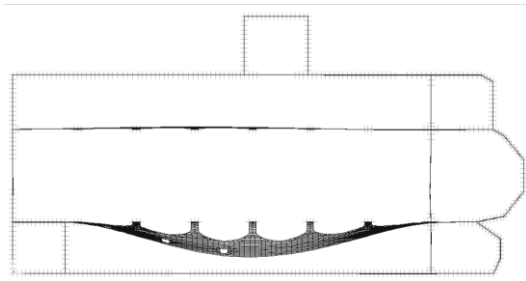
70	0.14491	0.00%	0.04%	64.21%	80.00%	-	-
71	0.14255	0.01%	0.01%	64.22%	80.01%	-	-
72	0.13975	0.00%	0.01%	64.23%	80.02%	-	-
73	0.13935	0.02%	0.01%	64.25%	80.04%	-	-
74	0.13763	0.00%	0.13%	64.25%	80.17%	-	-
75	0.13559	0.17%	0.01%	64.42%	80.18%	-	-
76	0.13527	0.00%	0.04%	64.42%	80.22%	-	-
77	0.13311	0.12%	1.00%	64.54%	81.22%	-	-
78	0.13257	0.43%	0.66%	64.97%	81.88%	-	-
79	0.13103	3.04%	0.36%	68.01%	82.24%	-	-
80	0.12953	0.04%	0.28%	68.05%	82.52%	-	-
81	0.12813	0.10%	0.14%	68.14%	82.66%	-	-
82	0.12652	0.60%	0.00%	68.75%	82.66%	-	-
83	0.12524	0.45%	0.00%	69.19%	82.67%	-	-
84	0.12506	0.85%	0.02%	70.05%	82.69%	-	-
85	0.12399	1.60%	0.04%	71.65%	82.73%	-	-
86	0.12099	0.03%	0.15%	71.68%	82.88%	-	-
87	0.12035	2.90%	0.43%	74.58%	83.31%	-	-
88	0.11942	0.70%	0.06%	75.28%	83.37%	-	-
89	0.11793	0.31%	0.05%	75.59%	83.41%	-	-
90	0.11760	0.31%	0.01%	75.90%	83.42%	-	-
91	0.11727	0.08%	0.19%	75.98%	83.62%	-	-
92	0.11652	0.11%	0.00%	76.08%	83.62%	-	-
93	0.11571	0.00%	0.03%	76.08%	83.65%	-	-
94	0.11495	0.16%	0.00%	76.24%	83.65%	-	-
95	0.11362	1.10%	0.47%	77.34%	84.12%	-	-
96	0.11215	0.14%	0.02%	77.48%	84.14%	-	-
97	0.11178	0.00%	0.04%	77.48%	84.18%	-	-
98	0.11069	0.29%	0.02%	77.77%	84.20%	-	-
99	0.11029	0.09%	0.03%	77.86%	84.23%	-	-
100	0.10972	0.05%	0.01%	77.90%	84.24%	-	-

45.33% 32.86%

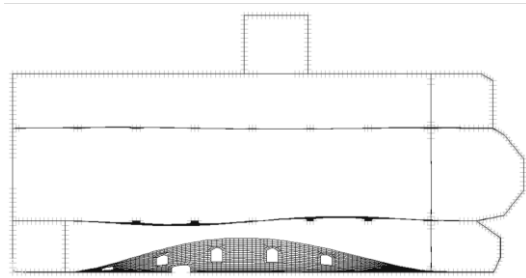
Nelle pagine successive si riportano le forme modali dei modi principali, ossia quelli ai quali sono associati i valori maggiori della massa partecipante (evidenziati in grigio in tabella).



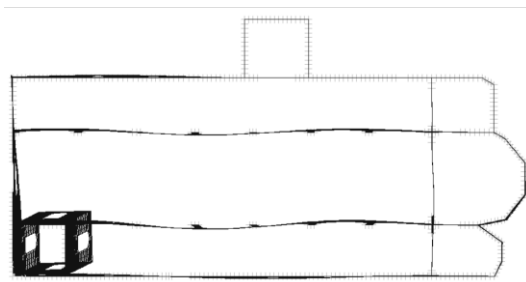
Modo 1: $T = 2.65s$



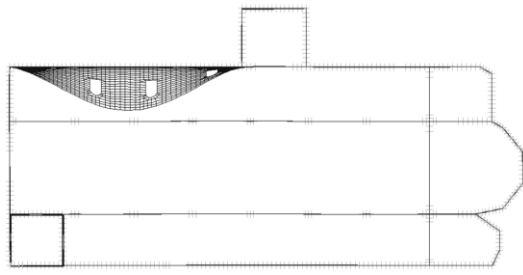
Modo 2: $T = 2.23s$



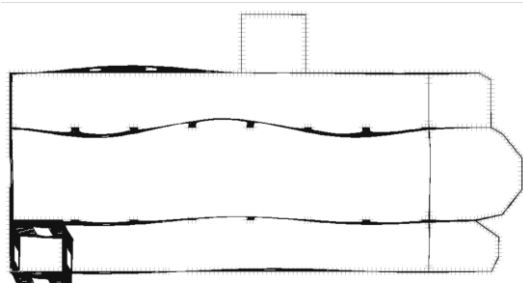
Modo 4: $T = 1.02s$



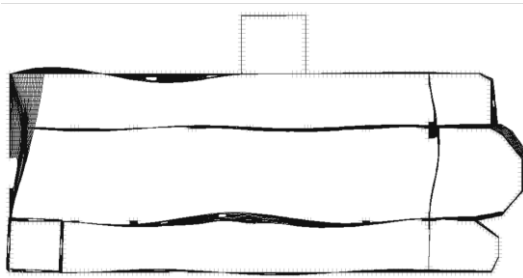
Modo 6: $T = 0.84s$



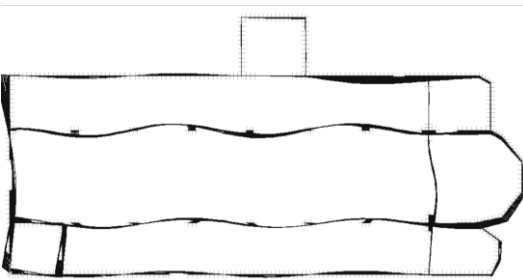
Modo 7: $T = 0.74s$



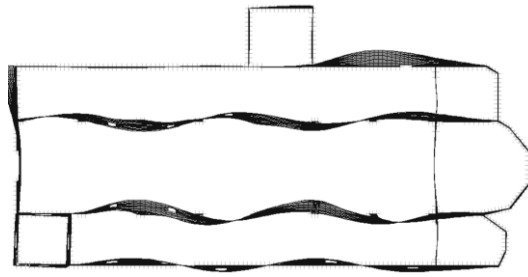
Modo 8: $T = 0.71s$



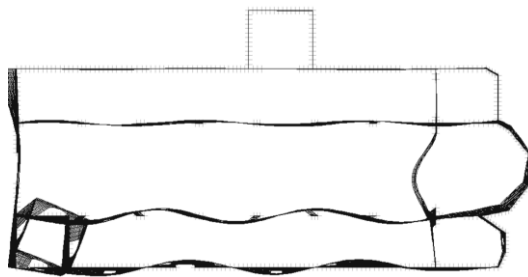
Modo 14: $T = 0.49s$



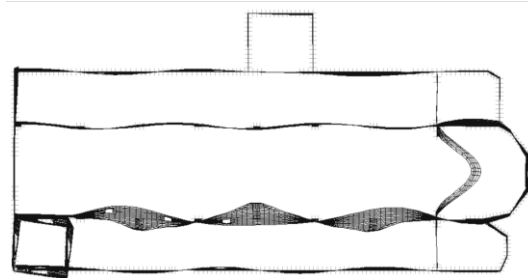
Modo 21: $T = 0.36s$



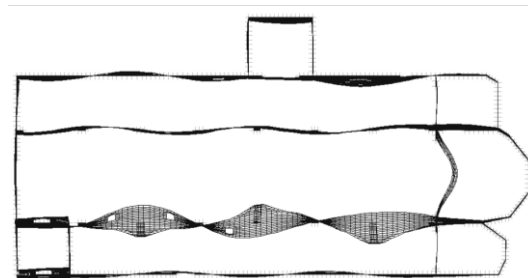
Modo 22: $T = 0.34s$



Modo 25: $T = 0.30s$



Modo 29: $T = 0.272s$



Modo 30: $T = 0.27$